

ESCOLHA DE FORMAS DE BARRAGENS ABÓBADA

José Alberto Garcia Meliço

(Licenciado em Engenharia Civil)

Dissertação apresentada na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade
Nova de Lisboa para obtenção do grau de
Mestre em Engenharia Civil – Estruturas e Geotecnia

Orientador: Doutor António Lopes Batista

Monte da Caparica

2010

Aos meus pais

Agradecimentos

Concluída esta dissertação, queria expressar o meu agradecimento a todos aqueles que me apoiaram nesta tarefa e que contribuíram, de diferentes formas, para a realização deste trabalho, nomeadamente:

Ao Professor Doutor António Lopes Batista, orientador da dissertação, agradeço o apoio, a partilha do saber e toda a disponibilidade e orientação prestados; marcou-me, como exemplo a seguir, tanto a nível profissional como pessoal;

A todos os profissionais do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), pela enorme receptividade demonstrada diariamente, e pela possibilidade de consulta e de disponibilização da bibliografia;

A todos os meus amigos, em geral, e ao David Silva e ao Ricardo Cardoso, em particular, por me apoiarem, de uma forma ou de outra, ao longo da elaboração desta dissertação;

Um especial obrigado aos meus pais e irmãos, pelo permanente incentivo recebido nestes longos meses de trabalho.

A todos o meu muito obrigado!

Nota:

O presente trabalho foi realizado com o apoio do LNEC, no âmbito do projecto de investigação “Optimização de formas de barragens abóbada”, submetido à Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT) pela UNL/FCT e participado pelo LNEC (Proc. 0403/14/17917)

Resumo

Sendo Portugal um dos países europeus com maior potencial hidroeléctrico por explorar, e atendendo à sua dependência energética do exterior, o governo lançou, em 2007, um programa visando o aproveitamento racional dos recursos hídricos disponíveis. Está-se, em 2010, na fase de projecto de um conjunto de barragens abóbada integradas nesses aproveitamentos. Existindo uma vasta experiência da engenharia portuguesa neste tipo de estruturas, de que são exemplo o projecto e a construção de obras notáveis desde a década de 40 do século passado, nomeadamente as barragens do Cabril, Cahora Bassa, Funcho, Alto Lindoso e Alqueva, estas duas últimas galardoadas com o prémio internacional Puente de Alcântara, mas sendo escassos os documentos técnicos orientadores da escolha da forma destas estruturas, julgou-se oportuno dar um contributo neste domínio, realizando um trabalho de pesquisa de formas em função das características geométricas do vale a obstruir. Nestas condições, o principal objectivo da presente dissertação é contribuir, no domínio dos métodos, para a melhoria das capacidades de selecção de formas de barragens abóbada.

O trabalho inclui os resultados da pesquisa, na bibliografia nacional e internacional, da evolução histórica dos critérios utilizados na escolha da forma das barragens abóbada, utilizando arcos circulares, de um e três centros, e parabólicos. Dos elementos consultados devem destacar-se, pela sua relevância, as publicações do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e do “*United States Bureau of Reclamation*” (USBR).

O estudo realizado permitiu estabelecer um algoritmo de definição de formas das barragens abóbada com arcos parabólicos, em função da geometria do vale e de um número reduzido de parâmetros de controlo. Este algoritmo foi acoplado a programas de geração automática de malhas tridimensionais de elementos finitos, possibilitando, através de um processo totalmente automatizado e rápido, a análise estrutural e a selecção das formas mais adequadas. O algoritmo desenvolvido foi aplicado a alguns casos de estudo com resultados animadores.

Palavras-chave: Barragens abóbada; definição de formas; método dos elementos finitos.

Abstract

Being Portugal one of the European countries with largest unexploited hydroelectric potential, and given the energy dependence from abroad, the government launched, in 2007, a program aimed at the rational use of available water resources. We are, in 2010, at the design stage of a series of arch dams integrated on these schemes. Portuguese engineering has a vast experience in this type structures, examples of which are the design and construction of remarkable works from the 40s of last century, namely the Cabril, Cahora Bassa, Funcho, Alto Lindoso and Alqueva dams, these two last obtained the international award Puente de Alcântara, but with a lack of technical documents guiding the design of these structures, it was deemed appropriate to make a contribution in this area, conducting a research study of shapes depending on the geometrical characteristics of the valley to block. Accordingly, the main objective of this dissertation is to contribute for a better knowledge of methods for improving the capacity of selecting shapes of arch dams.

The work includes the results of the research, in international and national literature, of the historical evolution of the criteria used in choosing the shape of arch dams using circular arcs, one and three centers, and parabolic. From the elements researched, must stand out for their relevance, the publications of the “*Laboratório Nacional de Engenharia Civil*” (LNEC) and of the United States Bureau of Reclamation (USBR).

The developed study allowed the establishment of an algorithm for defining shapes of arch dams with parabolic arcs, depending on the geometry of the valley and a few control parameters. This algorithm was coupled to a code for automatic three-dimensional mesh generation of finite elements, allowing, through a fast and fully automated process, structural analysis and selection of the more appropriate shapes. This algorithm was applied to a few case studies with encouraging results.

Keywords: Arch dams, shape definition, finite element method.

Índice

Agradecimentos.....	iii
Resumo	v
Abstract.....	vii
Índice	ix
Índice de Figuras	xi
Índice de Quadros	xvii
Capítulo 1	
INTRODUÇÃO	1
1.1 Generalidades sobre barragens	1
1.2 Motivação relativa ao tema	4
1.3 As barragens abóbada	7
1.4 Objectivos e estruturação da dissertação	9
Capítulo 2	
RESENHA HISTÓRICA DAS BARRAGENS ABÓBADA.....	11
2.1 História da evolução das barragens abóbada no mundo	11
2.2 História da construção de barragens abóbada em Portugal	20
2.3 Barragens abóbada estrangeiras com participação portuguesa	31
Capítulo 3	
CRITÉRIOS DE PROJECTO DAS BARRAGENS ABÓBADA	39
3.1 Considerações gerais	39
3.2 Características geométricas dos vales	40
3.3 Acções	41
3.4 Critérios de definição dos arcos e da consola central.....	42
3.5 Pré-dimensionamento dos arcos	43
3.6 Definição de formas com arcos circulares	45
3.7 Definição de formas com arcos parabólicos	48
3.8 Critérios de verificação da segurança	51

3.9 Recomendações gerais sobre as formas	53
Capítulo 4	
MODELOS E MÉTODOS DE ANÁLISE DE BARRAGENS ABÓBADA	55
4.1 Introdução	55
4.2 Características estruturais das barragens abóbada.....	56
4.3 Aspectos relevantes do método dos elementos finitos (MEF)	58
4.4 Elementos finitos de casca na análise de barragens abóbada	60
Capítulo 5	
CRITÉRIOS DE DEFINIÇÃO DE FORMAS	71
5.1 Introdução	71
5.2 Apresentação dos casos de estudo.....	72
5.3 Avaliação da qualidade das malhas de elementos finitos	73
5.4 Definição de formas com arcos circulares	76
5.5 Definição de formas com arcos parabólicos	92
5.6 Análise de resultados.....	98
Capítulo 6	
CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	111
6.1 Objectivos do trabalho.....	111
6.2 Aspectos relevantes do trabalho	111
6.3 Resultados obtidos.....	112
6.4 Perspectivas de desenvolvimentos futuros	113
Referências bibliográficas	115

Índice de Figuras

Figura 1.1 – Perfil esquemático das barragens gravidade e barragem de Pedrógão, no Alentejo (fonte: LNEC)	2
Figura 1.2 – Barragem do Torrão. Vista aérea de jusante e perfil transversal (fonte: www.cnpqb.inag.pt)	2
Figura 1.3 – Barragens abóbada: perfil esquemático e barragem de Gordon (Austrália, 1962) (fonte: www.wikimedia.org).	3
Figura 1.4 – Barragens de aterro. Perfil esquemático e barragem de Beliche (Portugal, 1986) (fonte: www.cnpqb.inag.pt).	3
Figura 1.5 – Mapa da localização dos aproveitamentos seleccionados para o PNBEPH (adaptado de www.pnbeph.inag.pt , 2007).....	5
Figura 1.6 – Barragens abóbada de raio constante. Definição geométrica esquemática e exemplo da barragem de Monteynard (França, 1962) (fonte: www.wikimedia.org).	7
Figura 1.7 – Barragens abóbada de ângulo ao centro constante. Definição geométrica esquemática e exemplo da barragem de Bimont (França, 1951) (fonte: www.wikimedia.org).	8
Figura 1.8 – Barragens abóbada de dupla curvatura. Definição geométrica esquemática e exemplo da barragem do Alto Lindoso (Portugal, 1992) (fonte: www.cienciaviva.pt).	8
Figura 1.9 – Barragens abóbada de arcos de três centros. Definição geométrica esquemática e exemplo da barragem de Odeáxere (Portugal, 1958) (fonte: LNEC).	9
Figura 2.1 – Vista da barragem romana de Glanum (fonte: jean.delrieux.free.fr).....	12
Figura 2.2 – Vista de montante da barragem de Zola (França, 1847) (fonte: farm4.static.flickr.com).....	13
Figura 2.3 – Vista da barragem de Parramata (Austrália, 1856) (fonte: farm4.static.flickr.com).	14
Figura 2.4 – Vista parcial da barragem 75 miles (Austrália, 1880) (fonte: en.structurae.de).	14
Figura 2.5 – Vista de montante da barragem Lithgow No. 1 (Austrália, 1896) (fonte: traianus.rediris.es).....	15
Figura 2.6 – Vista de jusante da barragem Junction Reefs (Austrália, 1897) (fonte: www.hcpl.biz)...	15
Figura 2.7 – Vista da barragem Ithaca (EUA, 1903) (fonte: www.simscience.org).	16
Figura 2.8 – Vista da barragem Hume Lake (EUA, 1908) (fonte: picasaweb.google.com).....	17

Figura 2.9 – Vista da barragem Salmon Creek (EUA, 1914) (fonte: juneaualaskaphoto.blogspot.com).....	17
Figura 2.10 – Vista de montante da barragem de Coolidge (EUA, 1928) (fonte: www.meetup.com).	18
Figura 2.11 – Vista aérea da barragem de Hoover (EUA, 1936) (fonte: www.visitingdc.com).	18
Figura 2.12 – Barragem de Morrow Point (EUA, 1968). Vista aérea de jusante (fonte: www.crwua.org) e vista de montante de um dos modelos estruturais utilizados no LNEC nos estudos realizados para apoio ao projecto (fonte: LNEC).	19
Figura 2.13 – Vista aérea da barragem de Inguri (Geórgia, 1980) (fonte: www.gwmi.ge).	19
Figura 2.14 – Vista da barragem de Daniel-Johnson (Canadá, 1968) (fonte: www.quebecweb.com).	20
Figura 2.15 – Antevisão da barragem de Jinping 1, na China (fonte: www.chincold.org.cn).	20
Figura 2.16 – Barragem de Santa Luzia. Vista de jusante, a partir da margem esquerda (fonte: LNEC)	22
Figura 2.17 – Barragem de Santa Luzia. Planta (fonte: www.inag.pt).....	22
Figura 2.18 – Barragem de Santa Luzia. Alçado de montante e corte pela consola central. (fonte: www.inag.pt)	23
Figura 2.19 – Barragem de Castelo do Bode. Vista aérea de jusante (fonte: www.inag.pt)	23
Figura 2.20 – Barragem de Castelo do Bode. Planta (fonte: www.inag.pt).....	24
Figura 2.21 – Barragem de Castelo do Bode. Corte vertical pelo eixo (fonte: www.inag.pt)	24
Figura 2.22 – Barragem do Cabril. Vista de jusante a partir da margem esquerda (fonte: www.inag.pt)	25
Figura 2.23 – Barragem do Cabril. Planta (fonte: www.inag.pt)	25
Figura 2.24 – Barragem do Cabril. Corte vertical pela consola central (fonte: www.inag.pt)	26
Figura 2.25 – Barragem da Bouçã. Vista de jusante (fonte: www.inag.pt).....	26
Figura 2.26 – Barragem da Bouçã. Planta (fonte: www.inag.pt)	27
Figura 2.27 – Barragem da Bouçã. Alçado (fonte: www.inag.pt)	27
Figura 2.28 – Barragem da Bouçã. Corte vertical pela consola central (fonte: www.inag.pt)	27
Figura 2.29 – Barragem do Alto Lindoso. Vista aérea de jusante (fonte: www.inag.pt)	28
Figura 2.30 – Barragem do Alto Lindoso. Planta (fonte: www.inag.pt)	28
Figura 2.31 – Barragem do Alto Lindoso. Corte vertical pela consola central (fonte: www.inag.pt) ...	29
Figura 2.32 – Barragem de Alqueva. Vista a partir da encosta da margem direita (fonte: LNEC).....	29
Figura 2.33 – Barragem de Alqueva. Tratamento da falha 22 na encosta da margem esquerda (alçado de jusante e cortes verticais) (fonte: LNEC)	30
Figura 2.34 – Barragem de Alqueva. Malha de elementos finitos utilizada no LNEC para análise do comportamento estrutural da obra (fonte: LNEC).....	31

Figura 2.35 – Barragem da Chicamba. Vista a partir do esporão da margem esquerda (fonte: LNEC)	33
Figura 2.36 – Barragem da Chicamba. Planta e cortes (fonte: LNEC)	33
Figura 2.37 – Barragem da Chicamba. Vista de um dos modelos físicos utilizados no LNEC para apoio ao projecto de estruturas da obra (fonte: LNEC)	34
Figura 2.38 – Barragem da Chicamba. Perspectiva de uma malha de elementos finitos utilizada no LNEC nos estudos recentes sobre o comportamento estrutural da obra (fonte: LNEC)	34
Figura 2.39 – Barragem de Cahora Bassa. Vista de jusante, a partir da margem direita (fonte: LNEC)	35
Figura 2.40 – Barragem de Cahora Bassa. Alçado esquemático de jusante (planificado), cortes verticais e pormenor do coroamento (fonte: LNEC)	35
Figura 2.41 – Barragem de Cahora Bassa. Perspectiva de uma malha de elementos finitos utilizada no LNEC nos estudos recentes sobre o comportamento estrutural da obra (fonte: LNEC)	36
Figura 2.42 – Barragem de Almendra. Vista aérea, a partir da margem direita (fonte: LNEC).	37
Figura 2.43 – Barragem de Almendra. Perfil da consola central (fonte: LNEC).....	37
Figura 2.44 – Barragem de Las Portas. Vista de jusante, a partir da margem direita.....	38
Figura 2.45 – Barragem de Las Portas. Perfil da consola central.	38
Figura 3.1 – Representação esquemática de formas comuns dos vales.	40
Figura 3.2 – Arco circular submetido a pressão radial uniforme [Fialho, 1955]	44
Figura 3.3 – Variação de uma grandeza proporcional à superfície do arco em função do seu ângulo ao centro.	45
Figura 3.4 – Formas da barragem da Bouçã definidas através de arcos circulares de espessura variável [Rocha et al, 1960].....	46
Figura 3.5 – Formas de uma barragem abóbada definidas através de arcos de três centros [Rodrigues et al, 1967]	48
Figura 3.6 – Significado de algumas grandezas da definição de formas de uma barragem abóbada através de arcos parabólicos.	49
Figura 3.7 – Variação da razão $R(x,z)/p(z)$ em função da coordenada x , sendo $R(x,z)$ o raio de curvatura e $p(z)$ o raio de curvatura no fecho do arco	51
Figura 3.8 – Representação gráfica dos critérios de verificação da segurança do betão ao corte e à tracção	52
Figura 4.1 – Geometria genérica dos elementos finitos de casca espessa utilizados	60
Figura 4.2 – Técnica dos coeficientes de Vogt para consideração da deformabilidade da fundação. Desenho esquemático da superfície de inserção e aproximação por um rectângulo equivalente de dimensões a e b [Batista, 1998].	61
Figura 4.3 – Valores do coeficiente K_1 em função do coeficiente de Poisson (ν) e da relação b/a , para cálculo da rotação normal à superfície de contacto com a fundação (α') quando sujeito a um momento flector unitário (adaptado de USBR, 1938)	63

Figura 4.4 – Valores do coeficiente K_2 em função do coeficiente de Poisson (ν) e da relação b/a , para cálculo da deformação normal à superfície de contacto com a fundação (β') quando sujeito a uma força unitária normal a esta superfície (adaptado de USBR, 1938)	64
Figura 4.5 – Valores do coeficiente K_3 em função do coeficiente de Poisson (ν) e da relação b/a , para cálculo da deformação no plano da superfície de contacto com a fundação (γ') quando sujeito a uma força de corte unitária (adaptado de USBR, 1938)	65
Figura 4.6 – Valores do coeficiente K_4 em função do coeficiente de Poisson (ν) e da relação b/a , para cálculo da rotação no plano da superfície de contacto com a fundação (δ') quando sujeito a um momento torsor unitário (adaptado de USBR, 1938)	66
Figura 4.7 – Valores do coeficiente K_5 em função do coeficiente de Poisson (ν) e da relação b/a , para cálculo da rotação normal à superfície de contacto com a fundação (α'') quando sujeito a uma força de corte unitário e da deformação no plano da superfície de contacto com a fundação (γ'') quando sujeito a um momento flector unitário (adaptado de USBR, 1938)	67
Figura 4.8 – Discretização dos ábacos em elementos rectangulares.	68
Figura 5.1 – Esquematização dos casos de estudo.	73
Figura 5.2 – Perspectiva da malha de elementos finitos da barragem implantada no vale largo em forma de V.	74
Figura 5.3 – Qualidade da malha de elementos finitos da barragem implantada no vale largo em forma de V (valores cumulativos do número de elementos finitos em função do máximo ângulo interno).	75
Figura 5.4 – Perspectiva da malha de elementos finitos da barragem implantada no vale em forma combinada de V + U.	75
Figura 5.5 – Qualidade da malha de elementos finitos da barragem implantada no vale em forma combinada de V + U (valores cumulativos do número de elementos finitos em função do máximo ângulo interno).	76
Figura 5.6 – Grandezas geométricas utilizadas na definição de formas com arcos circulares. Alçado esquemático e planta do arco do coroamento.	77
Figura 5.7 – Definição de formas do USBR com arcos circulares. Geometria da consola central.	78
Figura 5.8 – Definição de formas com arcos circulares. Distância, na horizontal, entre a superfície de referência e a face de montante da consola central.	79
Figura 5.9 – Definição de formas com arcos circulares. Indicação do ponto no plano de referência.	80
Figura 5.10 – Definição de formas com arcos circulares. Traçado do limite de montante dos arcos.	80
Figura 5.11 – Definição de formas com arcos circulares. Planta dos arcos para o caso de estudo relativo ao vale largo em forma de V.	81
Figura 5.12 – Definição de formas com arcos circulares (método do USBR). Tensões principais nos paramentos da barragem, calculadas para o caso 1, devidas ao peso próprio e à pressão hidrostática ($h=80,0$ m).	82
Figura 5.13 – Definição de formas com arcos circulares (método do USBR). Tensões principais nos paramentos da barragem, calculadas para o caso 2, devidas ao peso próprio e à pressão hidrostática ($h=80,0$ m).	83

Figura 5.14 – Definição de formas com arcos circulares (método do USBR). Tensões principais nos paramentos da barragem, calculadas para o caso 3, devidas ao peso próprio e à pressão hidrostática ($h=80,0$ m).	84
Figura 5.15 – Definição de formas com arcos circulares (método do USBR). Tensões principais nos paramentos da barragem, calculadas para o caso 4, devidas ao peso próprio e à pressão hidrostática ($h=80,0$ m).	85
Figura 5.16 – Método do USBR adaptado. Geometria da consola central.....	86
Figura 5.17 – Definição de formas com arcos circulares (método do USBR adaptado). Tensões principais nos paramentos da barragem, calculadas para o caso 1, devidas ao peso próprio e à pressão hidrostática ($h=80,0$ m).....	89
Figura 5.18 – Definição de formas com arcos circulares (método do USBR adaptado). Tensões principais nos paramentos da barragem, calculadas para o caso 2, devidas ao peso próprio e à pressão hidrostática ($h=80,0$ m).....	90
Figura 5.19 – Definição de formas com arcos circulares (método do USBR adaptado). Tensões principais nos paramentos da barragem, calculadas para o caso 3, devidas ao peso próprio e à pressão hidrostática ($h=80,0$ m).....	91
Figura 5.20 – Definição de formas com arcos circulares (método do USBR adaptado). Tensões principais nos paramentos da barragem, calculadas para o caso 4, devidas ao peso próprio e à pressão hidrostática ($h=80,0$ m).....	92
Figura 5.21 – Definição de formas com arcos parabólicos. Representação dos parâmetros $e_0(z)$ e $a(z)$ da consola central.	93
Figura 5.22 – Definição de formas com arcos parabólicos. Tensões principais nos paramentos da barragem, calculadas para o caso 1, devidas ao peso próprio e à pressão hidrostática ($h=80,0$ m).	95
Figura 5.23 – Definição de formas com arcos parabólicos. Tensões principais nos paramentos da barragem, calculadas para o caso 2, devidas ao peso próprio e à pressão hidrostática ($h=80,0$ m).	96
Figura 5.24 – Definição de formas com arcos parabólicos. Tensões principais nos paramentos da barragem, calculadas para o caso 3, devidas ao peso próprio e à pressão hidrostática ($h=80,0$ m).	97
Figura 5.25 – Definição de formas com arcos parabólicos. Tensões principais nos paramentos da barragem, calculadas para o caso 4, devidas ao peso próprio e à pressão hidrostática ($h=80,0$ m).	98
Figura 5.26 – Secções dos arcos da barragem de vale largo em forma de V, obtidas pelo método USBR – arcos circulares.	99
Figura 5.27 – Secções dos arcos da barragem de vale largo em forma de V, obtidas pelo método USBR adaptado – arcos circulares.	100
Figura 5.28 – Secções dos arcos da barragem de vale largo em forma de V, obtidas pelo método desenvolvido - arcos parabólicos.	101
Figura 5.29 – Secções dos arcos da barragem de vale em forma combinada de V + U, obtidas pelo método USBR – arcos circulares.	102
Figura 5.30 – Secções dos arcos da barragem de vale em forma combinada de V + U, obtidas pelo método USBR adaptado – arcos circulares.	103
Figura 5.31 – Secções dos arcos da barragem de vale em forma combinada de V + U, obtidas pelo método desenvolvido – arcos parabólicos.	104

Figura 5.32 – Consolas da barragem de vale largo em forma de V.	105
Figura 5.33 – Consolas da barragem de vale em forma combinada de V + U.	105
Figura 5.34 – Tensões horizontais no fecho dos arcos e tensões verticais na consola central, nos paramentos de montante e de jusante, para o caso da barragem em vale com forma de V, para $E_{\text{fundação}}=20$ GPa.	107
Figura 5.35 – Tensões horizontais no fecho dos arcos e tensões verticais na consola central, nos paramentos de montante e de jusante, para o caso da barragem em vale com forma de V, para $E_{\text{fundação}}=4$ GPa.	108
Figura 5.36 – Tensões horizontais no fecho dos arcos e tensões verticais na consola central, nos paramentos de montante e de jusante, para o caso da barragem em vale com forma combinada de V+U, para $E_{\text{fundação}}=20$ GPa.	109
Figura 5.37 – Tensões horizontais no fecho dos arcos e tensões verticais na consola central, nos paramentos de montante e de jusante, para o caso da barragem em vale com forma combinada de V+U, para $E_{\text{fundação}}=4$ GPa.	110

Índice de Quadros

Quadro 1.1 – Principais características dos aproveitamentos seleccionados.....	5
Quadro 1.2 – Características das barragens na fase de concurso e concessionários dos aproveitamentos (fonte: INAG).....	6
Quadro 2.1 – Barragens portuguesas do tipo abóbada e arco de gravidade (fonte: LNEC).....	21
Quadro 4.1 – Gráficos das funções $N_i(x,y)$ e respectivas funções para um elemento do ábaco de dimensões L_x e L_y	69
Quadro 5.1 – Classificação dos casos de estudo.	73
Quadro 5.2 – Definição geométrica da consola central (método do USBR).....	78
Quadro 5.3 – Características das soluções estruturais definidas pelo método do USBR.	81
Quadro 5.4 – Método do USBR adaptado. Definição geométrica da consola central.....	87
Quadro 5.5 – Características das soluções estruturais definidas pelo método do USBR adaptado...	88
Quadro 5.6 – Características das soluções estruturais definidas com arcos parabólicos.....	94
Quadro 5.7 – Variação do volume do betão	99

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1.1 Generalidades sobre barragens

Em engenharia, barragem é uma estrutura de retenção de água, que poderá ser feita de alvenaria de pedra, betão ou materiais soltos (terra ou enrocamento). Normalmente é construída no vale de um curso de água, podendo ter um ou vários dos seguintes fins: abastecimento das populações, rega, produção de energia, controlo de cheias, navegabilidade e actividades de lazer.

As barragens devem resistir às acções que as solicitam, sendo a pressão da água a principal, e evacuar as cheias quando necessário. Em cada caso, as características do terreno e as funcionalidades que se pretendem da obra ditam a escolha do tipo mais adequado de barragem.

As barragens devem ainda ser duráveis, já que são obras de engenharia onerosas. Assim, as tensões máximas devem ser muito inferiores aos limites de elasticidade dos materiais e o seu normal funcionamento como estruturas hidráulicas deve ser isento de erosões provocadas pelos escoamentos da água.

As barragens de betão classificam-se, em relação ao seu tipo, em gravidade ou abóbada, mas existem muitas obras que associam estas duas tipologias, nomeadamente as barragens de contrafortes e de abóbadas múltiplas. As barragens gravidade podem ser maciças ou aligeiradas. As barragens abóbada podem ser cilíndricas ou de dupla curvatura.

As barragens de gravidade são aquelas em que o seu próprio peso é responsável pela estabilidade relativamente às acções da água. O seu perfil assemelha-se, em regra, a um triângulo (Figura 1.1). Em planta o seu eixo é recto ou com pequena curvatura.

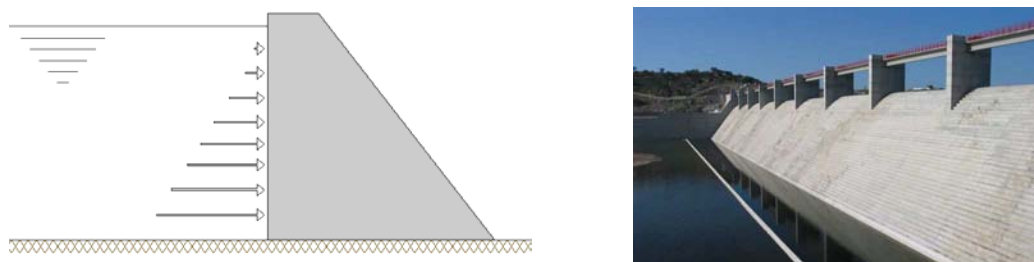


Figura 1.1 – Perfil esquemático das barragens gravidade e barragem de Pedrógão, no Alentejo (fonte: LNEC)

Na Figura 1.2 apresenta-se uma vista e o perfil transversal da barragem do Torrão, com 70 m de altura, a barragem portuguesa mais alta com perfil gravidade, sendo aligeirada na zona central.

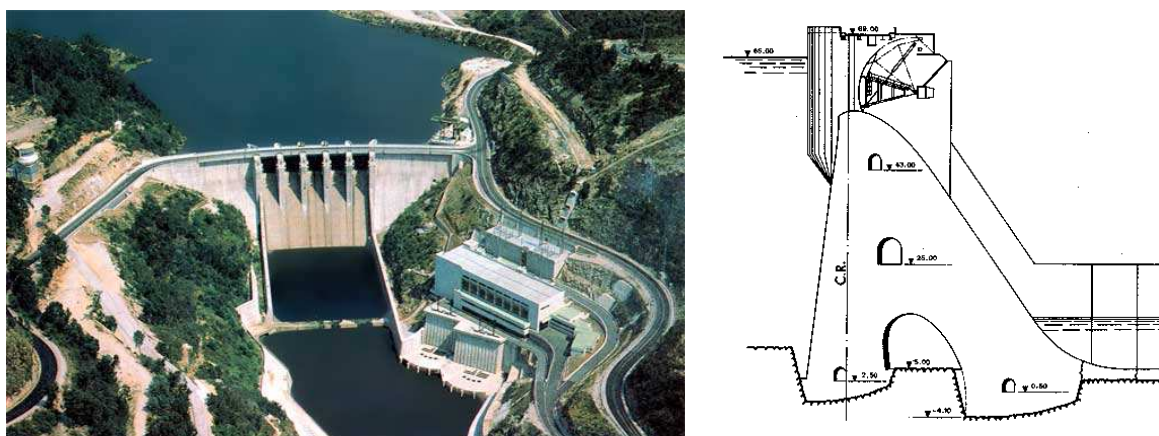


Figura 1.2 – Barragem do Torrão. Vista aérea de jusante e perfil transversal (fonte: www.cnpqb.inag.pt)

A estabilidade dos perfis gravidade é fortemente dependente do valor das subpressões na base de apoio. Em regra, a segurança é garantida, para as acções do peso próprio, da água (pressão hidrostática e subpressões) e dos sismos.

As barragens abóbada são aquelas em que a forma é determinante para resistir à pressão da água, funcionando a estrutura como arco, sendo as forças transferidas para os apoios, o que requer a existência de maciços rochosos de boa qualidade. Estas barragens são as mais esbeltas e as que mobilizam menos quantidade de betão na sua construção. Quando a barragem tem curvatura apenas em planta, é chamada de abóbada cilíndrica. Quando a barragem é curva na vertical e na horizontal, é designada por abóbada de dupla curvatura (Figura 1.3). As barragens abóbada têm formas mais complexas que as barragens gravidade, sendo mais exigente o seu projecto e a sua construção.

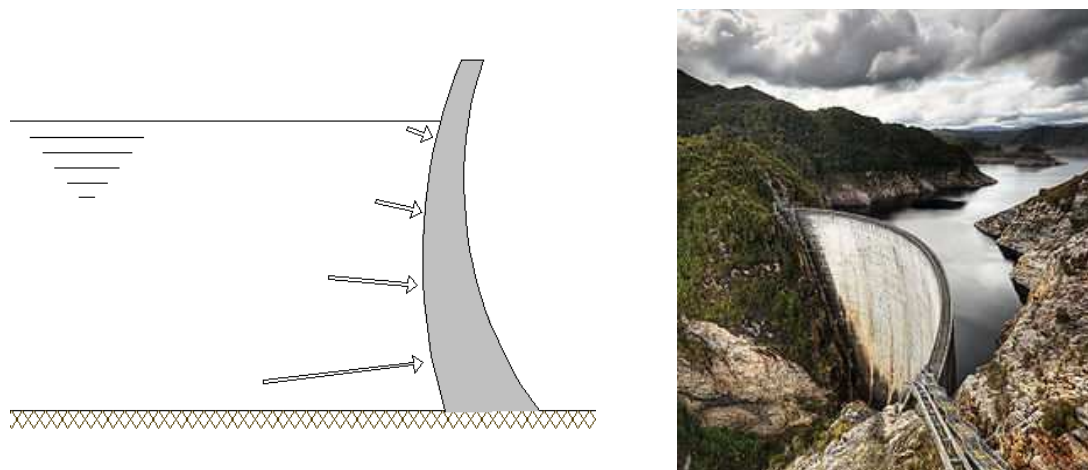


Figura 1.3 – Barragens abóbada: perfil esquemático e barragem de Gordon (Austrália, 1962) (fonte: www.wikimedia.org).

Quando os vales são muito largos, pode-se utilizar uma solução intermédia entre o perfil gravidade e a abóbada, tornando o paramento de jusante dos perfis gravidade mais inclinado e utilizando curvatura em planta, como acontece com as abóbadas. Este tipo estrutural designa-se por arco-gravidade.

Pedras, cascalho, areia e argila são os materiais utilizados na construção das barragens de aterro (Figura 1.4), que representam uma elevada percentagem das barragens construídas em todo o mundo. Estas barragens têm a desvantagem de não poderem ser galgadas pois isso poderia induzir o colapso da obra por erosão.

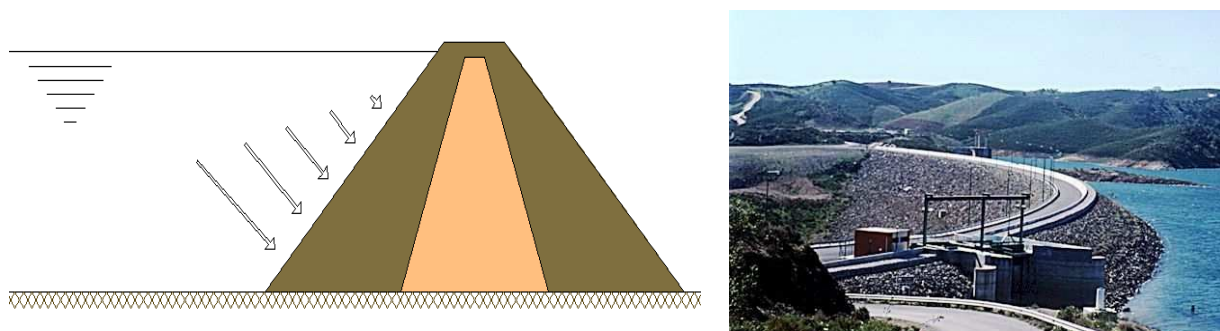


Figura 1.4 – Barragens de aterro. Perfil esquemático e barragem de Beliche (Portugal, 1986) (fonte: www.cnpqb.inag.pt).

Como referido, as funções das barragens podem ser diversas. A maior percentagem das barragens é utilizada para reter a água para o seu uso em rega, geração de energia, abastecimento, navegação ou recreio, formando grandes lagoas artificiais. Há também barragens para controlo de cheias decorrentes de regimes torrenciais (em Portugal há algumas destas obras, de pequena dimensão e pouco conhecidas, na região da serra da Estrela), para evitar danos a jusante, e barragens com a função de reter os caudais sólidos,

desde materiais finos até blocos rochosos de grandes dimensões, arrastados em zonas erodíveis com grandes declives.

1.2 Motivação relativa ao tema

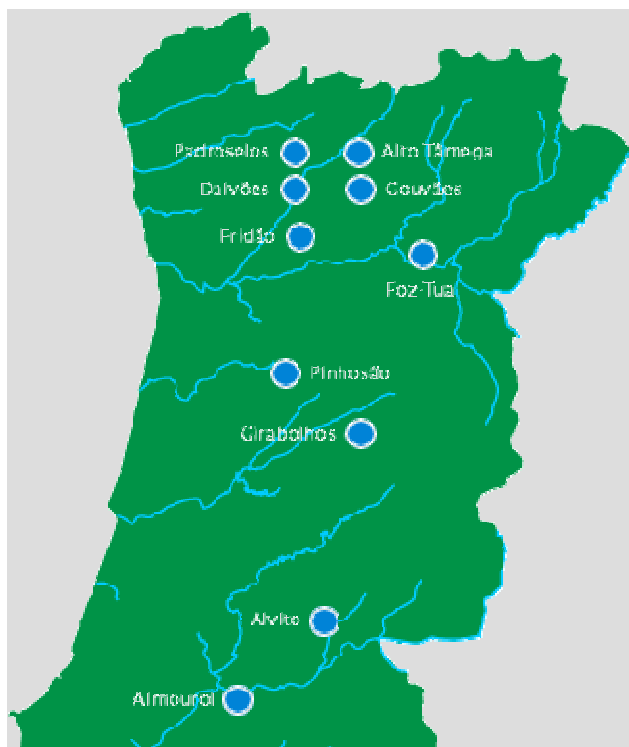
Portugal é um dos países da União Europeia com maior potencial hídrico por explorar e com maior dependência energética do exterior, razão pela qual o Governo Português lançou um concurso com vista ao aumento da potência hidroelétrica instalada. Para esse efeito lançou o Programa Nacional de Barragens com Elevado Potencial Hidroelétrico (PNBEPH), na sequência de uma avaliação ambiental estratégica. Este programa tem como objectivo o aproveitamento até cerca de 70% do potencial hídrico português, até 2020, o que significa atingir mais de 7000 MW de potência instalada. Como actualmente Portugal só explora cerca de 4600 MW (cerca de 46% do total disponível), prevê-se a instalação de cerca de 3000 MW nos próximos 10 anos [EDP, 2009], incluindo os reforços de potência em aproveitamentos já construídos.

As características e localizações dos 10 aproveitamentos hidroelétricos seleccionados para o concurso, no âmbito do PNBEPH, são apresentadas no Quadro 1.1 e na Figura 1.5, respectivamente.

A construção deste conjunto de barragens envolverá um investimento de cerca de cinco mil milhões de euros, dos quais 50% dizem respeito a trabalhos de construção civil e 5% ao valor dos projectos. Prevê-se que possam ser criados cerca de 48000 novos empregos, directos e indirectos, em regiões particularmente desfavorecidas do território nacional.

Quadro 1.1 – Principais características dos aproveitamentos seleccionados

Aproveitamento	Bacia	Rio	Área da bacia (km ²)	Capacidade da albufeira (hm ³)	Potência instalada (MW)	Energia produzida (GWh/ano)
Foz Tua	Douro	Tua	3882	310	234	340
Fridão	Douro	Tâmega	2630	195	163	299
Padroselos	Douro	Beça/Tâmega	315	147	113	102
Gouvães	Douro	Torno/Tâmega	100	13	112	153
Daivões	Douro	Tâmega	1984	66	109	148
Alto Tâmega	Douro	Tâmega	1557	96	90	114
Almourol	Tejo	Tejo	67323	20	78	209
Pinhosão	Vouga	Vouga	401	68	77	106
Girabolhos	Mondego	Mondego	980	143	72	99
Alvito	Tejo	Ocreza	968	209	48	62
TOTAL				1266	1096	1632

**Figura 1.5** – Mapa da localização dos aproveitamentos seleccionados para o PNBEPH (adaptado de www.pnbeiph.inag.pt, 2007)

No Quadro 1.2 apresentam-se as características das barragens integradas nos aproveitamentos, bem como os concessionários que resultaram do concurso efectuado em 2008 (os aproveitamentos de Almourol e de Pinhosão não tiveram concorrentes). Está-se, em 2010, na fase de projecto destas obras, sendo que a barragem de Foz Tua será ligeiramente mais baixa do que previsto inicialmente, a barragem de Padroselos não vai ser construída (por razões ambientais) e a barragem de Alvito será do tipo gravidade.

Quadro 1.2 – Características das barragens na fase de concurso e concessionários dos aproveitamentos (fonte: INAG)

Barragem	Rio	Tipo de barragem	Altura (m)	Concessionário
Foz Tua	Tua	Abóbada	135	EDP
Padroselos	Beça/Tâmega	Abóbada	92	IBERDROLA
Alto Tâmega	Tâmega	Abóbada	82	
Daivões	Tâmega	Arco-gravidade	70	
Gouvães	Torno/Tâmega	Gravidade	24	
Fridão	Tâmega	Abóbada	90	EDP
Alvito	Ocreza	Abóbada (?)	76	
Almourol	Tejo	Gravidade	24	-
Girabolhos	Mondego	Abóbada	87	ENDESA
Pinhosão	Vouga	Aterro	73	-

Deste conjunto de sete novas barragens, cinco serão do tipo abóbada ou arco-gravidade, a que acresce a barragem abóbada do Baixo Sabor, actualmente em construção. Em Portugal estão em serviço cerca de duas dezenas de barragens abóbada. Assim, face à vasta experiência da engenharia portuguesa neste tipo de estruturas, de que são exemplo o projecto e a construção de obras notáveis desde a década de 40 do século passado, nomeadamente as barragens do Cabril, Cahora Bassa (Moçambique), Funcho, Alto Lindoso e Alqueva, estas duas últimas galardoadas com o prémio internacional Puente de Alcântara, mas sendo escassos os documentos técnicos orientadores da escolha da forma destas estruturas, julgou-se oportuno dar um contributo neste domínio, realizando um trabalho de pesquisa de formas em função das características geométricas do vale a obstruir. Nestas condições, o principal objectivo da presente dissertação é contribuir, no domínio dos métodos, para a melhoria das capacidades de selecção de formas de barragens abóbada. Este trabalho foi precedido por um estudo do tema, que passou por uma pesquisa bibliográfica.

1.3 As barragens abóbada

As barragens gravidade, em alvenaria de blocos de pedra, foram as primeiras a ser construídas. Estas barragens são, em geral, estruturas de grandes dimensões.

Mais tarde surgiram as barragens de aterro, com geometria derivada das barragens gravidade.

As enormes dimensões e grandes quantidades de material características destas soluções conduziram ao aparecimento, mais tarde, das barragens em arco (curvatura apenas na horizontal). As barragens abóbada de dupla curvatura surgem posteriormente com o objectivo de tirar partido do efeito da curvatura nos planos horizontal e vertical.

Como referido, a solução estrutural em abóbada requer boas características de rigidez e de resistência do maciço rochoso de apoio, uma vez que os apoios devem suportar os impulsos provenientes dos arcos. Este tipo de solução explora a boa capacidade resistente do betão à compressão, resultando assim em estruturas mais esbeltas, com a consequente poupança de material.

A definição das formas dos arcos das barragens abóbada pode ser feita de variadas maneiras, sendo as mais comuns as seguintes: i) arcos circulares de raio constante; ii) arcos circulares de ângulo constante; iii) arcos de raio variável; e iv) arcos de três centros. Como referido, as abóbadas poderão não ter curvatura na vertical (abóbadas cilíndricas) ou ser dotadas desse tipo de curvatura (abóbadas de dupla curvatura).

As abóbadas de raio constante apresentam uma forma cilíndrica. Em geral, o paramento de montante é vertical e o paramento de jusante é inclinado (Figura 1.6).

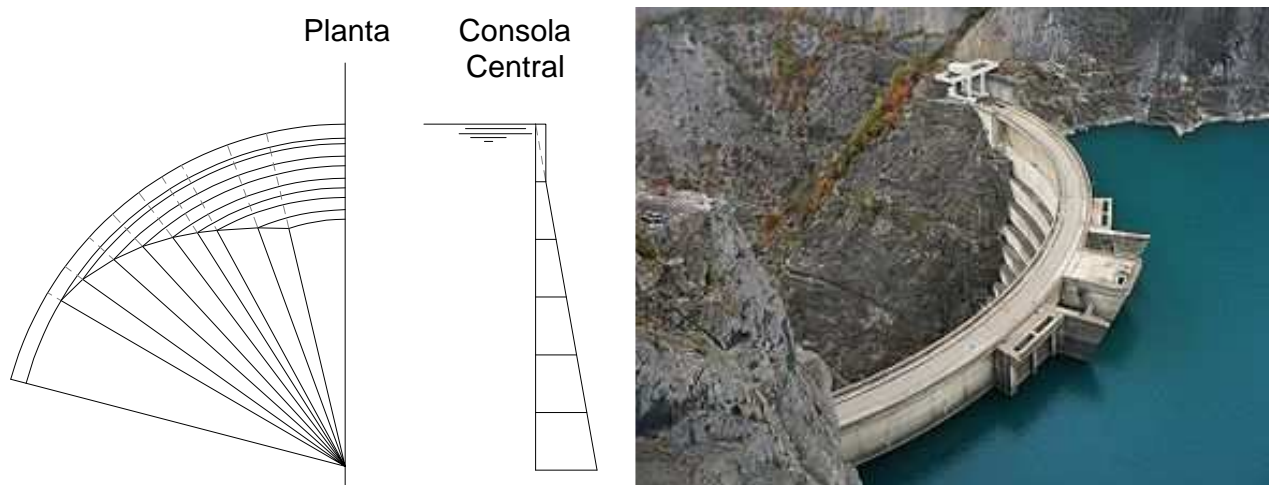


Figura 1.6 – Barragens abóbada de raio constante. Definição geométrica esquemática e exemplo da barragem de Monteynard (França, 1962) (fonte: www.wikimedia.org).

O conceito de barragem abóbada de ângulo constante foi introduzido em 1915 por Lars Jorgensen. Este tipo de definição das formas consiste em manter constante o ângulo ao centro dos arcos, aumentando o raio desde a base até ao coroamento (Figura 1.7). Esta solução é mais económica, em termos de quantidade de betão, do que a solução de raio constante. Como adiante se verá, o ângulo ao centro que otimiza esta solução é da ordem de 120° .

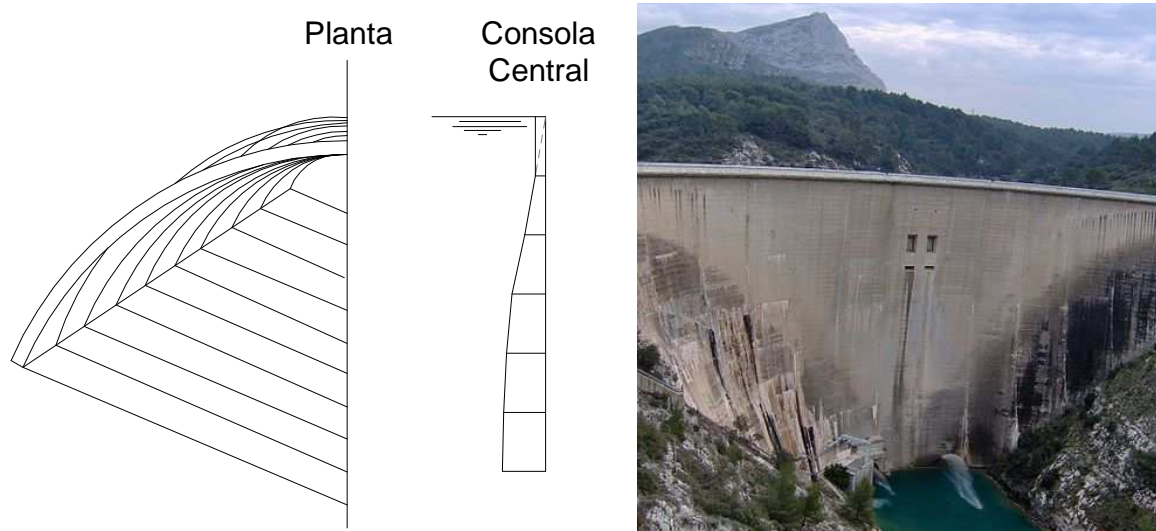


Figura 1.7 – Barragens abóbada de ângulo ao centro constante. Definição geométrica esquemática e exemplo da barragem de Bimont (França, 1951) (fonte: www.wikimedia.org).

A abóbada de dupla curvatura (Figura 1.8) foi introduzida em 1903 por G.S. Williams, com a barragem de Ithaca, nos EUA.

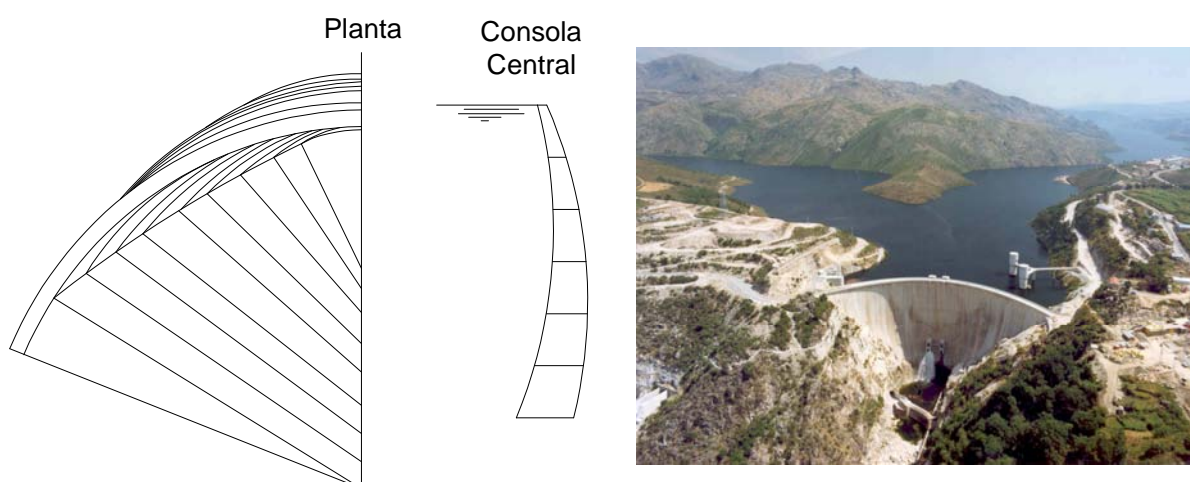


Figura 1.8 – Barragens abóbada de dupla curvatura. Definição geométrica esquemática e exemplo da barragem do Alto Lindoso (Portugal, 1992) (fonte: www.cienciaviva.pt).

A abóbada definida através de arcos de três centros (Figura 1.9) foi desenvolvida pelo notável engenheiro português Joaquim Laginha Serafim.

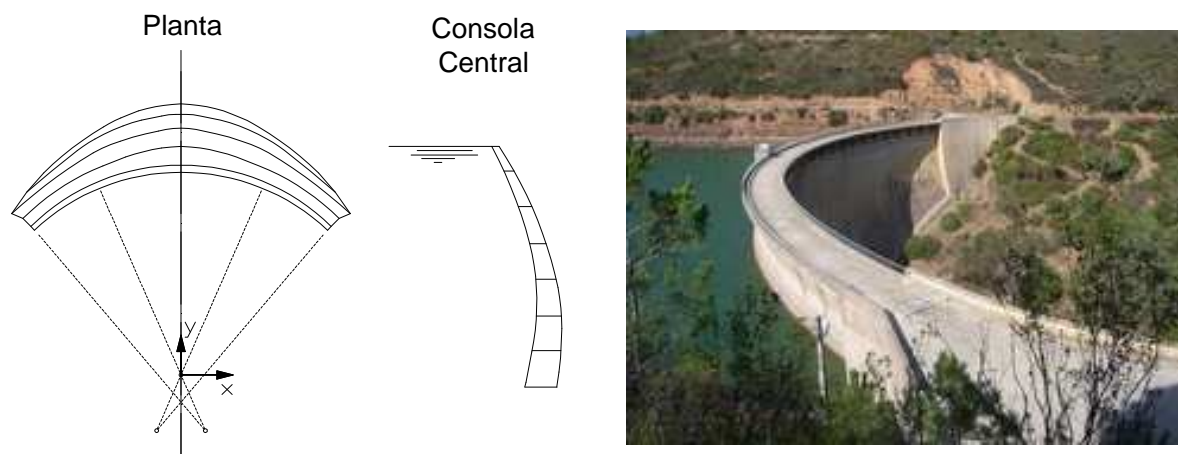


Figura 1.9 – Barragens abóbada de arcos de três centros. Definição geométrica esquemática e exemplo da barragem de Odeáxere (Portugal, 1958) (fonte: LNEC).

Actualmente as abóbadas são concebidas, em geral, com dupla curvatura, utilizando na sua definição arcos de raio variável (arcos parabólicos, elípticos, “splines”, etc.).

As barragens de betão são construídas por blocos verticais, separados por juntas de contracção com um espaçamento médio de cerca de 15 m. Estas juntas são injectadas com calda de cimento antes da entrada em serviço da obra, para assegurar o monolitismo requerido ao seu funcionamento estrutural.

1.4 Objectivos e estruturação da dissertação

Como referido, o principal objectivo da dissertação é contribuir, no domínio dos métodos, para a melhoria das capacidades de selecção de formas de barragens abóbada. Pretendeu-se, desde o início do trabalho, que essa melhoria fosse alcançada através do estabelecimento de algoritmos simples de definição de formas, tendo em consideração os resultados da pesquisa bibliográfica realizada e a experiência portuguesa nesse domínio. Neste âmbito foram de uma importância extrema os conselhos do Eng^o João Salvador Fernandes, responsável pelo projecto da barragem de Cahora Bassa, e do Eng^o José Paixão, do gabinete de projectos da EDP.

A dissertação está organizada em seis capítulos. O presente capítulo (introdução) aborda a motivação do tema, caracteriza genericamente as barragens de betão e, em particular, as barragens abóbada, define os objectivos do trabalho e sintetiza a organização da dissertação. O segundo capítulo apresenta uma resenha histórica da construção das barragens abóbada, realçando-se o papel relevante da engenharia portuguesa nesta actividade. O terceiro capítulo diz respeito aos critérios de projecto das barragens abóbada. O quarto capítulo apresenta, de forma sucinta, os modelos e métodos de análise estrutural das barragens abóbada, em geral, e dos utilizados neste trabalho, em particular. O quinto

capítulo refere-se aos critérios de definição de formas das barragens abóbada, apresentando os casos de estudo que serviram de teste às metodologias desenvolvidas no trabalho. O sexto capítulo apresenta as principais conclusões do trabalho realizado.

Capítulo 2

RESENHA HISTÓRICA DAS BARRAGENS ABÓBADA

2.1 História da evolução das barragens abóbada no mundo

2.1.1 Generalidades

Na primeira parte do presente capítulo apresenta-se uma breve resenha histórica da construção de barragens abóbada no mundo [James et al, 1998], deixando-se para a segunda e terceira partes, respectivamente, a apresentação das barragens abóbada portuguesas [Pedro, 1987] e as mais significativas barragens abóbada estrangeiras em que houve participação relevante da engenharia portuguesa. Estas duas últimas partes serão, como é natural, mais detalhadas que a primeira.

Em regra, a evolução das formas das barragens abóbada é dividida em cinco épocas distintas, nomeadamente a romana, a mongol, o início do século XIX, o período correspondente ao início das obras de betão e o período moderno. Nas secções seguintes apresentam-se as características de algumas das obras marcantes destes períodos.

2.1.2 Período romano

A primeira barragem em arco a ser construída foi, provavelmente, a barragem romana de Glanum (Figura 2.1). Foi executada com blocos de pedra interligados por grampos, sendo as juntas preenchidas por um material impermeável. A barragem, construída durante a primeira década A.C., teve como finalidade o abastecimento de água a uma vila romana.

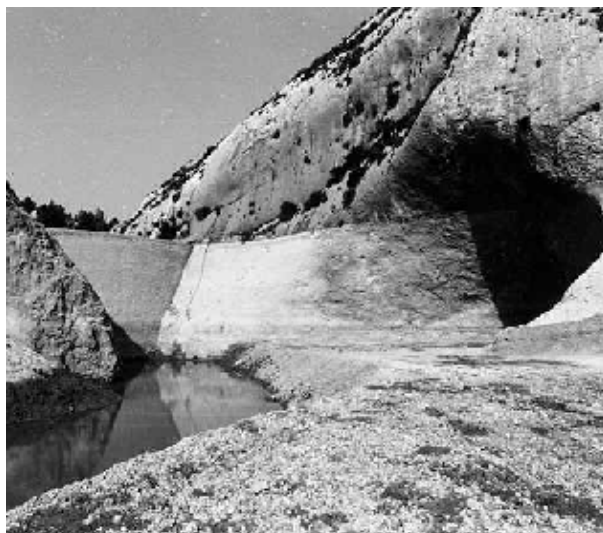


Figura 2.1 – Vista da barragem romana de Glanum (fonte: jean.delrieux.free.fr).

A barragem de arcos múltiplos de Esparragalejo é também uma obra romana, na zona de Mérida (Espanha). Esta barragem foi construída durante o primeiro século D.C. para o fornecimento de água para consumo humano e para rega. É uma barragem de arcos circulares, com 5,6 m de altura e 2,0 m de espessura na base.

2.1.3 Período mongol

Os mongóis fixaram-se no Irão durante o século XIII, tendo aí construído barragens. Aproximadamente um século depois da sua chegada iniciaram a construção de barragens em arco.

As barragens em arco mongóis do Irão caracterizam-se por serem espessas e significativamente mais altas do que as barragens romanas.

A barragem em arco de Kebar, construída aproximadamente em 1300 D.C., foi a primeira barragem em arco construída pelos mongóis, tendo sofrido alteamentos até atingir 26 m de altura, em 1600 D.C. Nessa mesma época foi também construída a barragem em arco de Kurit, com 60 m de altura. A barragem de Kurit é uma obra de engenharia extraordinária, inicialmente com uma relação corda/altura igual a 0,42, sendo posteriormente acrescida em altura. Ambas as barragens em arco referidas anteriormente foram mais tarde equipadas com sofisticadas câmaras de válvulas de descarga de fundo. Algumas destas barragens em arco da época mongol duraram largas centenas de anos.

2.1.4 Início do século XIX

O início do século XIX fica marcado pela construção de quatro grandes barragens em arco de alvenaria de pedra, nomeadamente as barragens de Meer Allum (Índia), Jones Falls (Canadá), Zola (França) e Parramatta (Austrália).

Henry Russle, por volta de 1804, construiu na Índia a excepcional barragem de arcos múltiplos de Meer Allum, ainda em funcionamento. A barragem consiste em 21 arcos verticais semi-circulares, espaçados de 21,3 m a 44,8 m.

John By construiu no Canadá, entre 1827 e 1832, várias barragens em arco de alvenaria de pedra, para o sistema fluvial de Rideau. A maior barragem foi a de Jones Falls. Esta barragem, de raio constante, foi finalizada em 1831, tendo 18,7 m de altura e uma espessura de 8,4 m na base. Apesar de antiga, continua em funcionamento, inserida num aproveitamento hidroelétrico e permitindo a navegação.

O francês Zola projectou, em 1832, duas barragens abóbada para abastecimento de *Aix-en-Provence*. A barragem de Zola, construída entre 1847 e 1854, foi a primeira abóbada a ser projectada a partir de uma análise racional de esforços. Abasteceu "*Aix-en-Provence*" até 1877 e, actualmente, continua a desempenhar um papel importante no controlo de cheias (Figura 2.2).



Figura 2.2 – Vista de montante da barragem de Zola (França, 1847) (fonte: farm4.static.flickr.com).

P. Simpson, E. O. Moriarty e W. Randle projectaram a barragem abóbada cilíndrica de Parramatta, na Austrália (Figura 2.3). A obra foi construída entre 1851 e 1856, com 12,5 m de altura, tendo sido alteada 3,35 m em 1898, sob a responsabilidade de Cecil West Darley.



Figura 2.3 – Vista da barragem de Parramata (Austrália, 1856) (fonte: farm4.static.flickr.com).

2.1.5 Início das obras de betão

Pensa-se que a mais antiga barragem em arco de betão do mundo tenha sido construída na Austrália, em 1880. Trata-se da barragem "75-miles", projectada por Henry Charles Stanley, com 5,04 m de altura, 1,07 m de espessura no coroamento e 2,78 m de espessura na base. Estava equipada com um descarregador de superfície, uma válvula de limpeza e uma válvula de controlo de cheias, sendo utilizada para abastecer locomotivas a vapor. Em 1900-1901 a barragem foi alteada de 8 m a 10 m em altura, incluindo a construção, a jusante, de três contrafortes em betão (Figura 2.4).



Figura 2.4 – Vista parcial da barragem 75 miles (Austrália, 1880) (fonte: en.structurae.de).

A barragem Lithgow No. 1 (Figura 2.5), concluída em 1896 na Austrália, foi projectada e construída por C. W. Darley para abastecimento de água à cidade de Warwick. Trata-se de uma estrutura em arco de raio único, com 10,7 m de altura, dotada de um descarregador de superfície e de uma válvula descarregadora. Em 1914 ou 1915, a barragem foi aumentada

em altura, por intermédio do preenchimento da secção descarregadora, tendo sido adicionados muros de ala e construídos novos descarregadores de superfície. Esta barragem permaneceu em funcionamento até 1983-1984 e, actualmente, é utilizada apenas para controlar cheias. A barragem Lithgow No. 1 foi a primeira barragem em arco delgado construída na Austrália.



Figura 2.5 – Vista de montante da barragem Lithgow No. 1 (Austrália, 1896) (fonte: traianus.rediris.es).

Entre 1907 e 1909, Ernest Macartney de Burgh construiu duas barragens em arco delgadas, as barragens de Burgh (1907-08) e Barren Jack City (1908-09), como parte do projecto do reservatório de Burrinjuck. A barragem de Burgh, uma obra delgada em betão de raio único, destinava-se ao abastecimento de diversos estaleiros de construção de caminhos-de-ferro.

A barragem Junction Reefs, terminada em 1897, foi a primeira barragem de abóbadas múltiplas, com curvatura apenas na horizontal, a ser construída, tendo 131 m de desenvolvimento de coroamento e 18,3 m de altura. É formada por cinco arcos elípticos, cada um com 8,5 m e 60° de inclinação (Figura 2.6). A fundação da barragem e as paredes foram construídas em betão, enquanto os arcos e os contrafortes foram construídos em tijolo. A solução em alvenaria de tijolo deve-se ao facto de ser menos oneroso e permitir uma construção mais rápida.



Figura 2.6 – Vista de jusante da barragem Junction Reefs (Austrália, 1897) (fonte: www.hcpl.biz).

Curiosamente, o projecto original era constituído por seis anéis, mas devido a alguns atrasos no fornecimento de materiais de construção, optou-se por cinco. Esta barragem integrava um aproveitamento hidroeléctrico de apoio às minas de ouro existentes nas proximidades.

2.1.6 Período moderno

O betão permitiu projectar formas mais complexas de modo a minimizar a quantidade de material, e consequentemente, o custo total da obra. O estudo da optimização das formas das barragens em arco teve início na América do Norte.

O professor G.S. Williams projectou a primeira barragem abóbada de dupla curvatura do mundo. A barragem Ithaca (Nova Iorque, EUA, 1903) foi projectada para ter 27 m de altura, no entanto, a construção foi interrompida aos 9 m devido à incompatibilidade do local (Figura 2.7).



Figura 2.7 – Vista da barragem Ithaca (EUA, 1903) (fonte: www.simsience.org).

A primeira barragem de abóbadas múltiplas, com curvatura apenas na horizontal, inteiramente construída em betão, foi a barragem Hume Lake (Califórnia, EUA, 1908) (Figura 2.8), projectada por John S. Eastwood. Trata-se de uma barragem com 206 m de largura e 18,6 m de altura, consistindo em 12 arcos circulares espaçados de 15,24 m, com uma inclinação de 58° em relação à horizontal.



Figura 2.8 – Vista da barragem Hume Lake (EUA, 1908) (fonte: [picasaweb.google.com](https://www.picasaweb.google.com)).

Largs R. Jorgensen projectou a primeira barragem abóbada de betão, de dupla curvatura, de ângulo constante, a barragem Salmon Creek (Figura 2.9). Esta barragem, construída em 1914, tem 51,2 m de altura, 113° de amplitude de ângulo, variando o seu raio de 44,96 m na base até 100,9 m no coroamento.

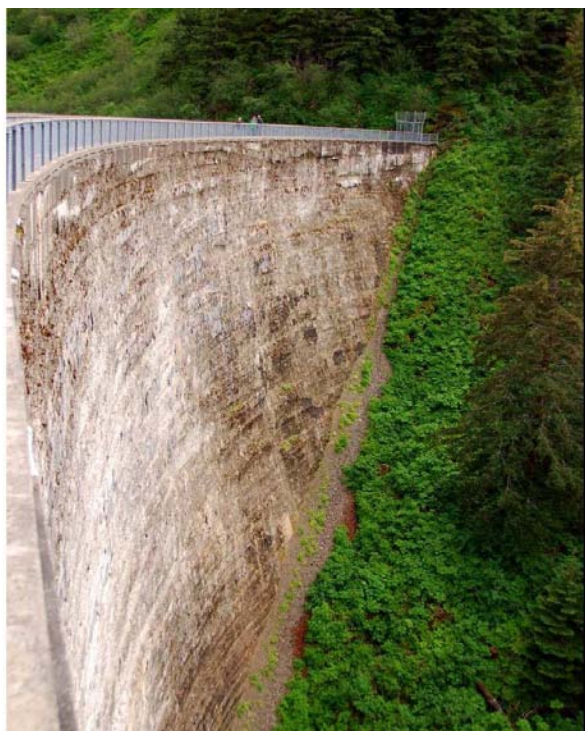


Figura 2.9 – Vista da barragem Salmon Creek (EUA, 1914) (fonte: juneau.alaskaphoto.blogspot.com).

A primeira barragem de abóbadas múltiplas de dupla curvatura foi a barragem de Coolidge (Globe Ariz., EUA, 1928) (Figura 2.10), projectada e construída pelo “*United States Bureau of Indian Affairs*”. Esta barragem encontra-se em funcionamento para aproveitamento hidroeléctrico e rega.



Figura 2.10 – Vista de montante da barragem de Coolidge (EUA, 1928) (fonte: www.meetup.com).

A barragem de Hoover é considerada a primeira grande barragem em arco gravidade do mundo (Figura 2.11). Construída na fronteira entre os estados do Arizona e do Nevada, entre 1931 e 1936, tem 221 m de altura.



Figura 2.11 – Vista aérea da barragem de Hoover (EUA, 1936) (fonte: www.visitingdc.com).

Novos métodos têm sido estudados para obter formas de barragens abóbada mais esbeltas e arroçadas. Na década de 60, o engenheiro suíço Alfred Stucky e o USBR desenvolvem equações empíricas nesse sentido. Exemplo desse avanço no domínio das técnicas foi a construção, em 1968, da barragem de dupla curvatura Morrow Point, nos EUA, com 143 m de altura (Figura 2.12).

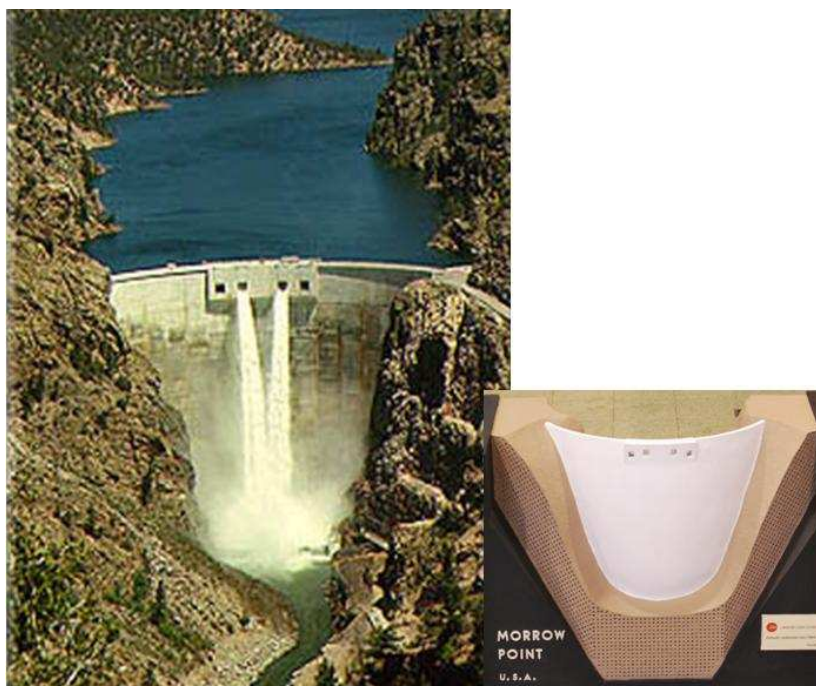


Figura 2.12 – Barragem de Morrow Point (EUA, 1968). Vista aérea de jusante (fonte: www.crwua.org) e vista de montante de um dos modelos estruturais utilizados no LNEC nos estudos realizados para apoio ao projecto (fonte: LNEC).

Actualmente, a mais alta barragem abóbada do mundo, com 272 m de altura, é a barragem de Inguri, na Geórgia, concluída em 1980 (Figura 2.13).



Figura 2.13 – Vista aérea da barragem de Inguri (Geórgia, 1980) (fonte: www.gwmi.ge).

No entanto, a maior barragem de abóbadas múltiplas é a barragem Daniel-Johnson, no Québec, Canadá, com 214 m de altura e 1314 m de comprimento, concluída em 1968 (Figura 2.14).



Figura 2.14 – Vista da barragem de Daniel-Johnson (Canadá, 1968) (fonte: www.quebecweb.com).

Na China está actualmente em construção a barragem Jinping 1 (Figura 2.15), em Sichuan, que, quando estiver concluída, será a mais alta do mundo deste tipo, com 305 m de altura.



Figura 2.15 – Antevisão da barragem de Jinping 1, na China (fonte: www.chincold.org.cn).

2.2 História da construção de barragens abóbada em Portugal

2.2.1 Generalidades

Há vestígios de algumas barragens construídas no território português durante as ocupações romana e árabe, normalmente associadas a sistemas de abastecimento de água e rega. Nas proximidades de Lisboa, na freguesia de Belas, concelho de Sintra, ainda existem as ruínas de uma delas.

As obras em serviço mais antigas, em alvenaria de pedra e de betão, foram construídas na primeira metade do século XX, sendo, na sua maioria, do tipo gravidade maciça, com alturas compreendidas entre 20 m e 50 m.

A partir da década de 40 do século passado, em simultâneo com a reconstrução europeia do pós-guerra, inicia-se em Portugal um importante desenvolvimento da engenharia de barragens e, em particular, das barragens de betão. Este desenvolvimento esteve associado à construção de grandes obras integradas em aproveitamentos hidroeléctricos e de rega, inicialmente com o apoio de técnicos estrangeiros, mas, a breve trecho, quase exclusivamente por técnicos portugueses [Pedro, 1987]. A partir dos anos 60 do século passado passou também a haver uma participação significativa em obras no estrangeiro, nomeadamente no Brasil, Espanha, Angola e Moçambique.

Existem actualmente em exploração em Portugal cerca de 70 grandes barragens de betão e de alvenaria, das quais 21 são do tipo abóbada ou arco-gravidade, todas em betão (Quadro 2.1).

Quadro 2.1 – Barragens portuguesas do tipo abóbada e arco de gravidade (fonte: LNEC)

Tipo	Nome	Rio	Ano de conclusão	Altura (m)	Definição geométrica	Volume de betão (10^3 m^3)	Volume da albufeira (10^6 m^3)
Abóbada cilíndrica	Santa Luzia	Unhais	1942	76	AC	80	53,7
	Alto Ceira	Ceira	1949	36	AC	7	1,2
	Castelo do Bode	Zêzere	1951	115	AC	460	1100
	Venda Nova	Rabagão	1951	97	AC	228	96,5
	Bemposta	Douro	1964	87	AC	316	128
	Catapereiro	Tejo	1999	48	AC	31	4,1
Abóbada de dupla curvatura	Salamonde	Cávado	1953	75	AC	93	63
	Covão do Meio	Loriga	1953	25	AC	9	1,4
	Cabril	Zêzere	1954	136	A3C	360	719
	Bouça	Zêzere	1955	65	AC	70	49
	Caniçada	Cávado	1955	76	AC	90	152,7
	Bravura	Odeáxere	1958	41	A3C	19	35
	Picote	Douro	1958	100	AC	205	63,8
	Alto Rabagão	Rabagão	1964	94	AP	1117	569
	Vilarinho Furnas	Homem	1972	94	AP	294	118
	Varosa	Varosa	1976	76	AP	81	14,5
	Fronhas	Alva	1984	62	AP	103	89
	Funcho	Arade	1991	49	A3C	61	43,4
	Alto Lindoso	Lima	1992	110	AP	309	347,8
	Caldeirão	Caldeirão	1993	39	AP	26	5,5
	Alqueva	Guadiana	2002	96	AP	687	4150

AC – Arcos circulares

A3C – Arcos de 3 centros

AP – Arcos parabólicos

Descrevem-se, de seguida, algumas das barragens portuguesas mais relevantes, do tipo abóbada e arco-gravidade, nomeadamente as barragens de Santa Luzia, Castelo do Bode, Cabril, Bouça, Alto Lindoso e Alqueva.

2.2.2 Barragem de Santa Luzia

A barragem de Santa Luzia (Figuras 2.16 a 2.18) foi a primeira estrutura deste tipo a ser construída em Portugal, tendo sido projectada pelo engenheiro francês André Coyne. Trata-se de uma abóbada cilíndrica, delgada, com 76 m de altura situada na ribeira de Unhais, perto da Pampilhosa da Serra. A estrutura apoia-se num esporão quartzítico.

A abóbada é completada na margem esquerda por uma pequena estrutura de gravidade, de planta curva. A desfavorável orografia e as más características de resistência do maciço de fundação nas cotas mais altas da margem esquerda, levaram a optar por fazer mergulhar os arcos e, consequentemente, à necessidade de completar a obra com a estrutura de gravidade.

Está integrada num aproveitamento hidroelétrico, com central e restituição no rio Zêzere, tendo sido a primeira barragem abóbada estudada no LNEC por meio de modelos físicos.



Figura 2.16 – Barragem de Santa Luzia. Vista de jusante, a partir da margem esquerda (fonte: LNEC)

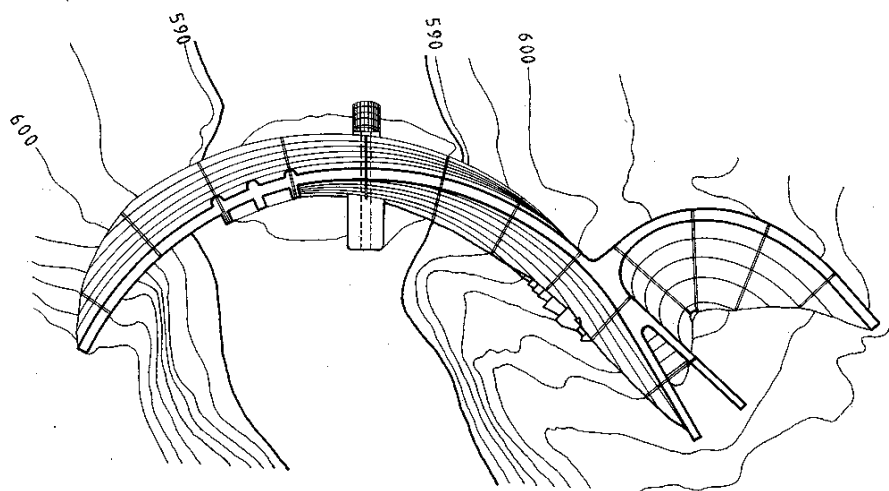


Figura 2.17 – Barragem de Santa Luzia. Planta (fonte: www.inag.pt)

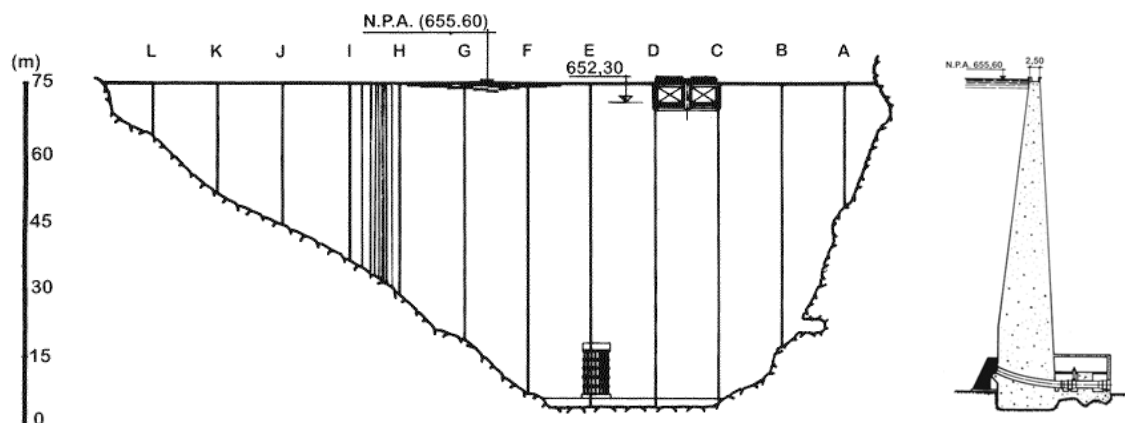


Figura 2.18 – Barragem de Santa Luzia. Alçado de montante e corte pela consola central. (fonte: www.inag.pt)

2.2.3 Barragem de Castelo do Bode

A barragem de Castelo do Bode (Figuras 2.19 a 2.21), situada no rio Zêzere, perto da cidade de Tomar, já perto da confluência com o rio Tejo, foi concluída em 1951, sendo uma estrutura do tipo arco-gravidade, definida por arcos circulares. Tem 115 m de altura máxima e espessuras variando entre cerca de 5 m, no coroamento, e 30 m, na base.

É a mais importante barragem portuguesa do tipo arco gravidade, criando a segunda maior albufeira Nacional, com $1100 \times 10^6 \text{ m}^3$. Destina-se à regularização de caudais, à produção de energia e ao abastecimento de água à área metropolitana de Lisboa.

A central, de pé de barragem, está equipada com três grupos geradores.



Figura 2.19 – Barragem de Castelo do Bode. Vista aérea de jusante (fonte: www.inag.pt)

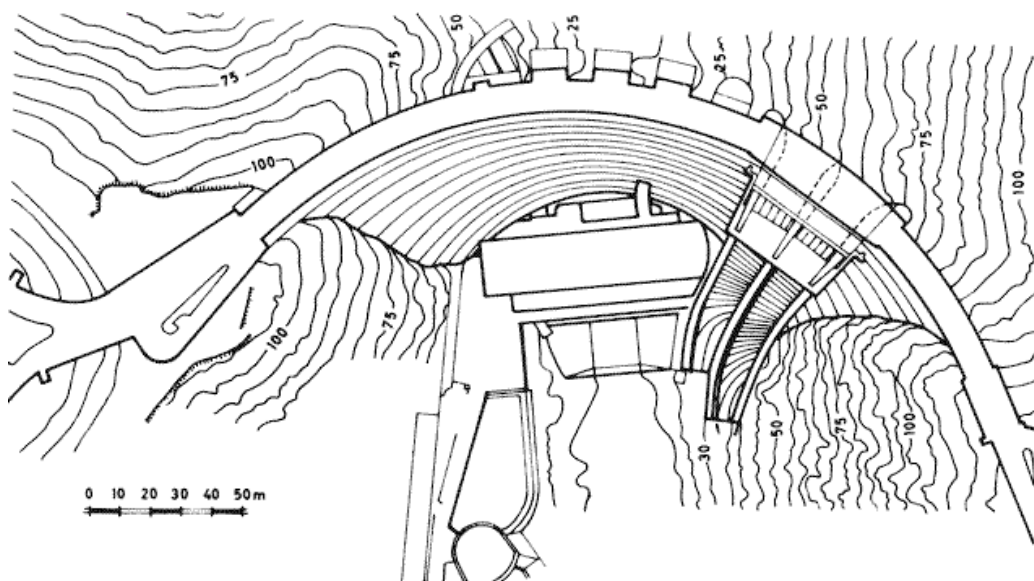


Figura 2.20 – Barragem de Castelo do Bode. Planta (fonte: www.inag.pt)

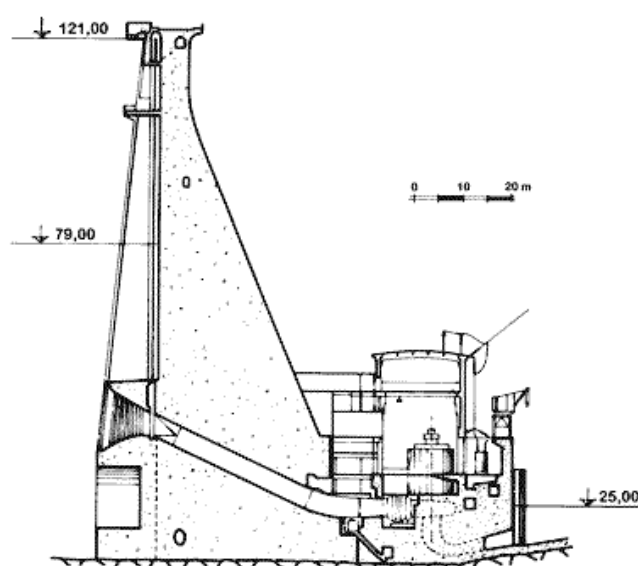


Figura 2.21 – Barragem de Castelo do Bode. Corte vertical pelo eixo (fonte: www.inag.pt)

2.2.4 Barragem do Cabril

A barragem do Cabril (Figuras 2.22 a 2.24) foi concluída em 1954, três anos após a barragem de Castelo do Bode. Tem 136 m de altura, sendo a mais alta das barragens portuguesas.

Os dois descarregadores que possui são em túnel, um em cada margem. A central é de pé de barragem.

Foi das primeiras barragens projectadas exclusivamente por engenheiros portugueses, sob a liderança do Eng^o Laginha Serafim. O seu projecto e construção contribuíram de forma

significativa para o desenvolvimento, no LNEC, dos métodos experimentais de dimensionamento e da observação do comportamento de barragens de betão.



Figura 2.22 – Barragem do Cabril. Vista de jusante a partir da margem esquerda (fonte: www.inag.pt)

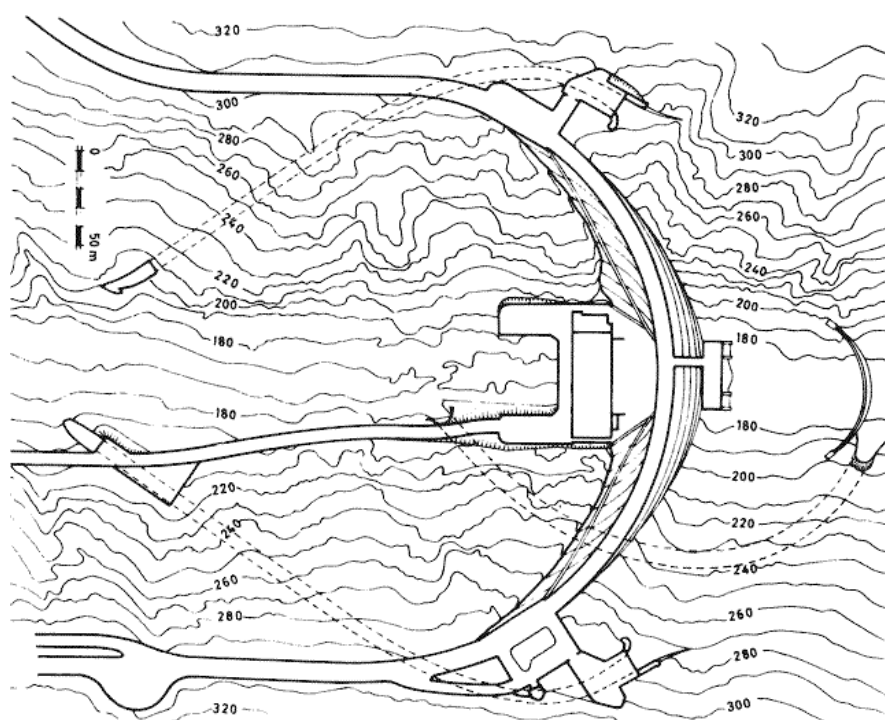


Figura 2.23 – Barragem do Cabril. Planta (fonte: www.inag.pt)

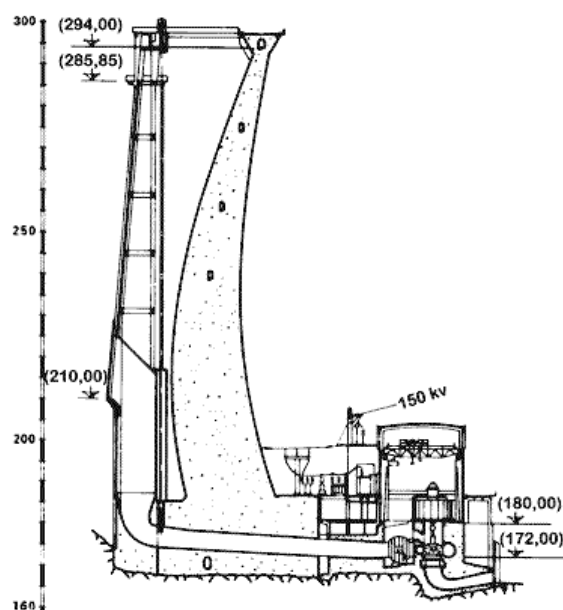


Figura 2.24 – Barragem do Cabril. Corte vertical pela consola central (fonte: www.inag.pt)

2.2.5 Barragem da Bouçã

A barragem da Bouçã (Figuras 2.25 a 2.28), no rio Zêzere, é uma abóbada com 65 m de altura. Os arcos são de espessura variável, com intradorsos e extradorsos circulares. O raio a montante e o ângulo ao centro no coroamento são de 95 m e $102^{\circ} 50'$, respectivamente. A espessura máxima na base da consola central, próximo do soco, é de 7,0 m, e a espessura mínima no coroamento, nas zonas laterais da barragem, é de 0,9 m.

As fundações são constituídas, na margem direita, por xistos, e na margem esquerda, por granitos, apresentando-se ambos os maciços alterados.

A descarga é feita pelo coroamento.



Figura 2.25 – Barragem da Bouçã. Vista de jusante (fonte: www.inag.pt)

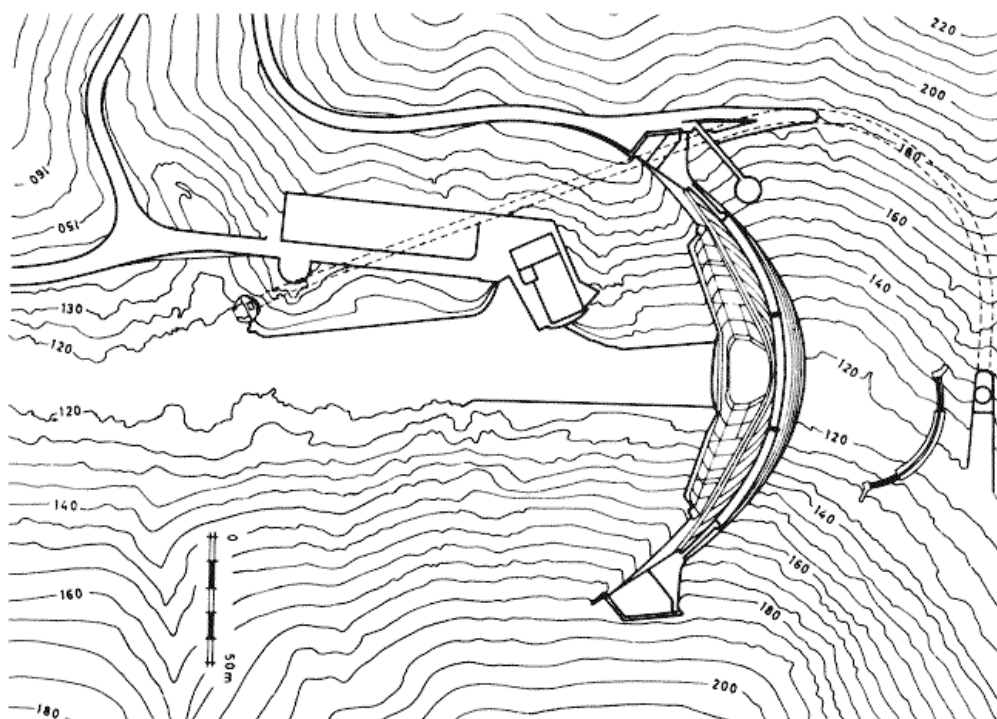


Figura 2.26 – Barragem da Bouça. Planta (fonte: www.inag.pt)

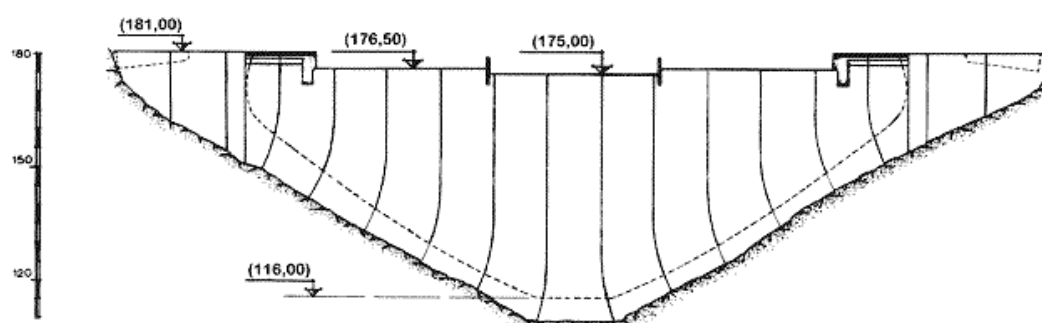


Figura 2.27 – Barragem da Bouça. Alçado (fonte: www.inag.pt)

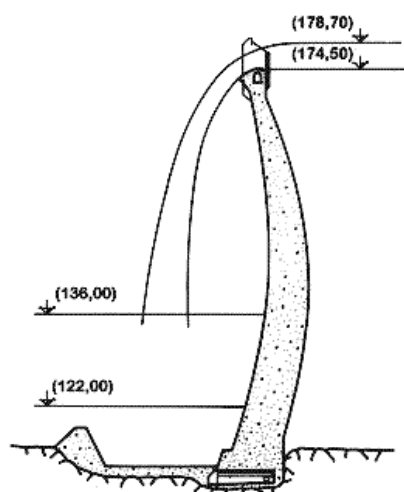


Figura 2.28 – Barragem da Bouça. Corte vertical pela consola central (fonte: www.inag.pt)

2.2.6 Barragem do Alto Lindoso

A barragem do Alto Lindoso (Figuras 2.29 a 2.31) é uma abóbada de dupla curvatura, com 110 m de altura, localizada no rio Lima. A obra foi terminada em 1992.

O complexo das obras subterrâneas é uma das mais importantes obras de engenharia construídas em Portugal. A central, instalada numa caverna escavada a cerca de 300 m de profundidade, está equipada com dois grupos, de 317 MW cada.

O aproveitamento foi construído num maciço granítico de excelente qualidade.



Figura 2.29 – Barragem do Alto Lindoso. Vista aérea de jusante (fonte: www.inag.pt)

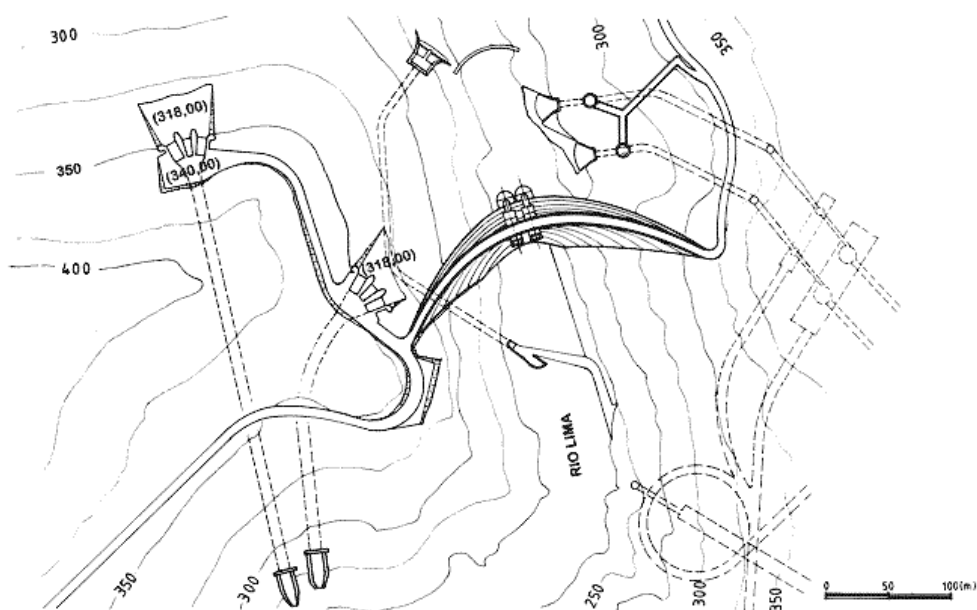


Figura 2.30 – Barragem do Alto Lindoso. Planta (fonte: www.inag.pt)

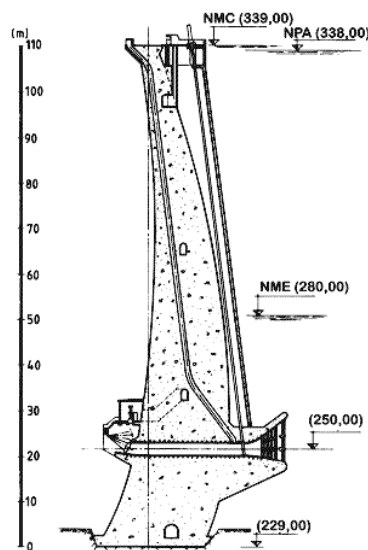


Figura 2.31 – Barragem do Alto Lindoso. Corte vertical pela consola central (fonte: www.inag.pt)

2.2.7 Barragem de Alqueva

A barragem de Alqueva (Figura 2.32) foi concluída em 2002, depois de muita polémica acerca do interesse da sua construção. Tem 96 m de altura e cria a maior albufeira artificial da Europa Ocidental, com $4150 \times 10^6 \text{ m}^3$. Destina-se a fins agrícolas (rega) e à produção de energia.

Está implantada num vale aberto, tendo uma relação corda/altura pouco favorável. Por isso foi dotada de encontros artificiais e de uma junta estrutural no fundo do vale, no pé de montante.



Figura 2.32 – Barragem de Alqueva. Vista a partir da encosta da margem direita (fonte: LNEC)

O tratamento de uma falha na encosta da margem esquerda (falha 22), com substituição integral do preenchimento da caixa por betão, sob a barragem e a jusante, mobilizou interessantes técnicas de escavação e betonagem (Figura 2.33) [Liberal et al, 2002].

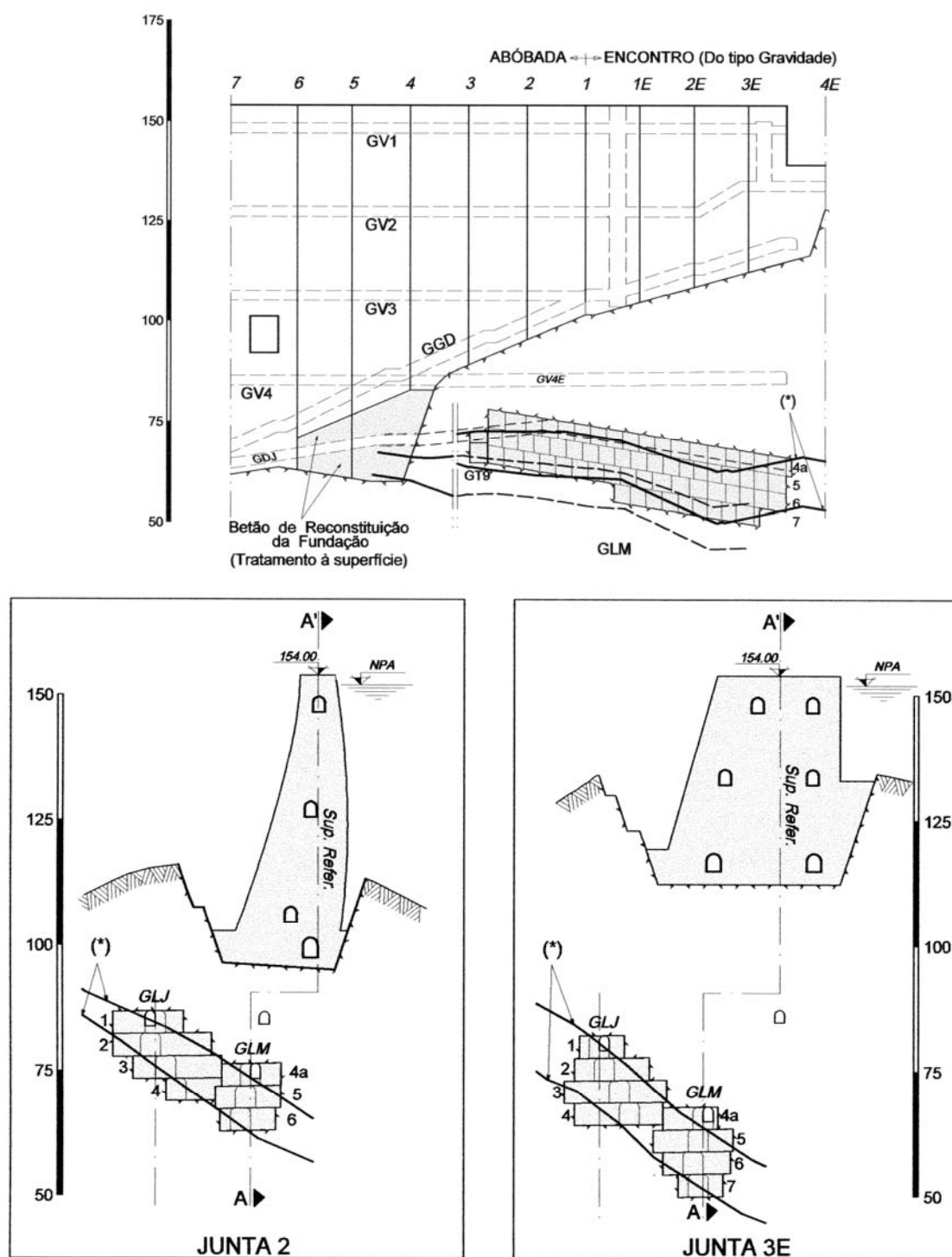


Figura 2.33 – Barragem de Alqueva. Tratamento da falha 22 na encosta da margem esquerda (alçado de jusante e cortes verticais) (fonte: LNEC)

Para atender à sua importância e risco, tem tido um acompanhamento especialmente cuidado por parte do LNEC (Figura 2.34).

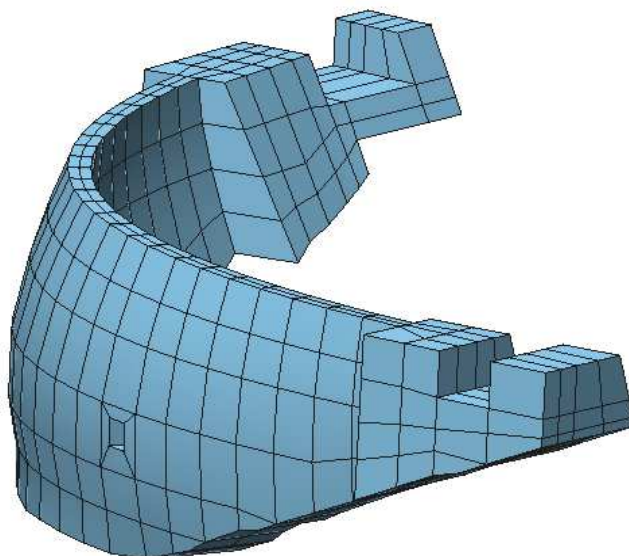


Figura 2.34 – Barragem de Alqueva. Malha de elementos finitos utilizada no LNEC para análise do comportamento estrutural da obra (fonte: LNEC)

2.3 Barragens abóbada estrangeiras com participação portuguesa

2.3.1 Generalidades

Há vários exemplos de barragens abóbada no estrangeiro com uma intervenção significativa, no projecto e na construção, da engenharia portuguesa.

Foram da responsabilidade directa de engenheiros portugueses os projectos, entre outras, das barragens de Salto do Funil (Brasil), Cachi (Costa Rica), Atazar (Espanha), Cambambe (Angola) e Chicamba Real e Cahora Bassa (Moçambique). Estas duas últimas constituem obras singulares da engenharia portuguesa, pelo que são apresentadas mais adiante.

O LNEC tem participado nos estudos de análise estrutural de apoio ao projecto, utilizando modelação física e matemática, de várias dezenas de barragens, tanto em Portugal como no estrangeiro. As maiores barragens estrangeiras, do tipo abóbada simples, arco gravidade ou abóbadas múltiplas, cujas estruturas foram ensaiadas no LNEC, na fase de projecto, são as seguintes (refere-se a sua altura entre parêntesis):

Espanha: Eume (100 m), Aldeadávila (140 m), Belesar (130 m), Puerto Seguro (130 m), Valdecañas (92 m); Susqueda (129 m); Santa Eulália (70 m), El Vellon (54 m), Almendra (202 m), Atazar (128 m), Montanejos (178 m), Albarells (88 m) e La Llosa del Cavall (122 m)

Austrália: Devil's Gate (82 m), Repulse (45 m), Cethana (107 m), Murray II (43 m) e Gordon (140 m)

Estados Unidos da América: Mossyrock (178 m), Morrow Point (142 m) e Auburn (209 m)

Grécia: Kalaritikos (210 m) e Steno (185 m)

Irão: Tang-E Soleyman (100 m) e Reza Shah Kabir (200 m)

Moçambique: Chicamba (75 m) e Cahora Bassa (170 m)

Turquia: Gokcekaya (158 m)

Angola: Cambambe (88 m)

Costa Rica: Cachi (80 m)

Brasil: Salto Funil (73 m)

Noruega: Slettedalen (70 m)

Marrocos: Zaouia N'Ourbaz (65 m)

Devido à proximidade geográfica com o território português, apresentam-se também os casos das barragens espanholas de Almendra e Las Portas [IBERDROLA, 2006], a primeira localizada próximo de Miranda do Douro e a segunda situada poucos quilómetros a nordeste de Chaves.

2.3.2 Barragem da Chicamba

A barragem da Chicamba (Figura 2.35) está construída no rio Revué, numa garganta de afloramentos quartzíticos, a poente da cidade do Chimoio. A obra, explorada pela Electricidade de Moçambique (EDM), destina-se à regularização interanual dos caudais do Revué, à produção de energia hidroeléctrica e ao abastecimento de água ao Chimoio. Para a produção energética tem instalada uma central no pé de jusante, sobre a margem esquerda, dotada de 2 grupos geradores com uma potência total de 38 MW. O volume da albufeira é de $2000 \times 10^6 \text{ m}^3$.

A barragem é constituída por duas abóbadas (Figura 2.36). A abóbada principal, localizada no vale do antigo leito do rio, tem 75 m de altura, é formada por arcos parabólicos. A abóbada secundária, que fecha a portela da margem direita, tem 45 m de altura, sendo definida por arcos circulares. As duas abóbadas estão ligadas entre si por um encontro artificial em betão, que se apoia no esporão quartzítico de jusante, tendo cerca de 25 m de altura máxima do lado de montante.

A obra foi construída em duas fases, a primeira em 1957-1959 e o alteamento em 1968-1969.



Figura 2.35 – Barragem da Chicamba. Vista a partir do esporão da margem esquerda (fonte: LNEC)

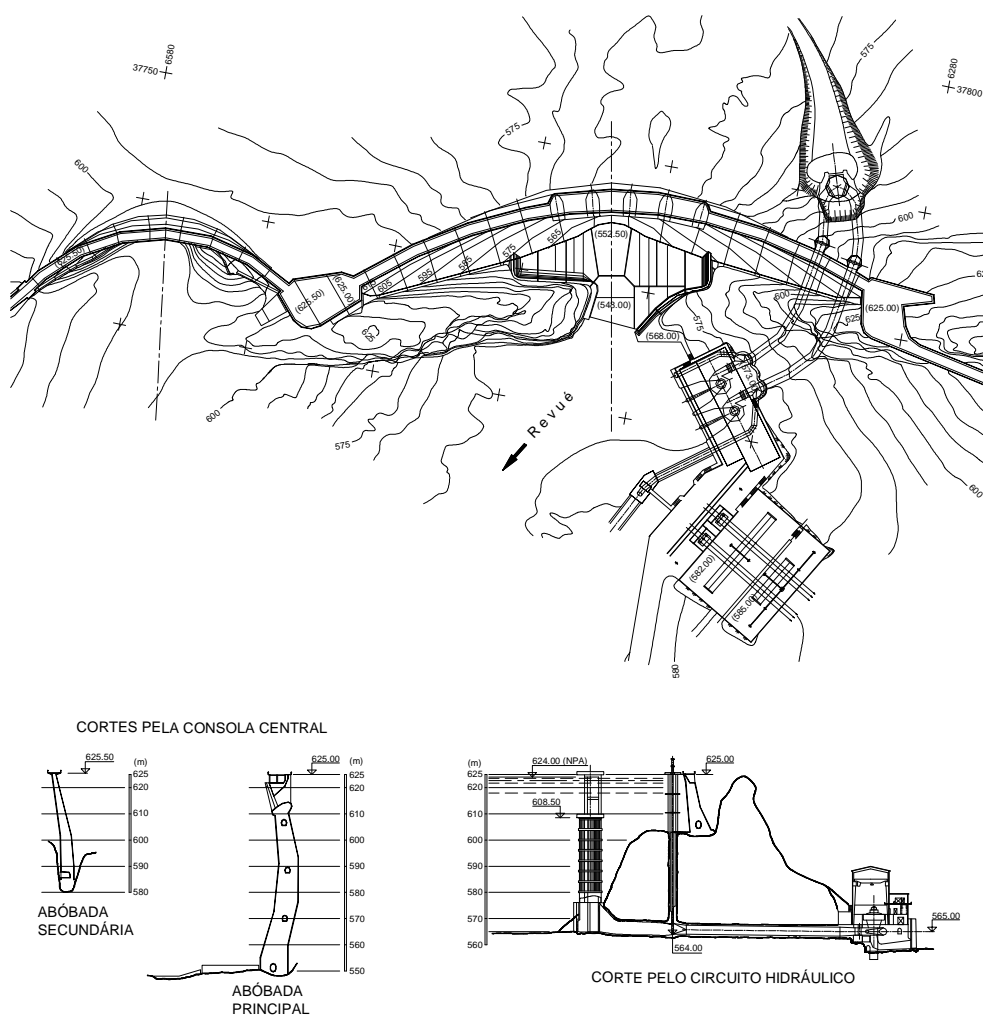


Figura 2.36 – Barragem da Chicamba. Planta e cortes (fonte: LNEC)

O projecto da barragem foi desenvolvido pela equipa técnica da Hidroeléctrica do Zêzere, com apoio do LNEC na modelação física (Figura 2.37). Foi a primeira vez, de que se tem conhecimento, que a engenharia portuguesa utilizou arcos parabólicos (do 2º grau) na definição dos paramentos, nomeadamente na abóbada principal. O LNEC tem estado envolvido no acompanhamento do comportamento da barragem, tendo desenvolvido, nesse âmbito, diversos estudos sobre a funcionalidade e a segurança da obra (Figura 2.38).



Figura 2.37 – Barragem da Chicamba. Vista de um dos modelos físicos utilizados no LNEC para apoio ao projecto de estruturas da obra (fonte: LNEC)

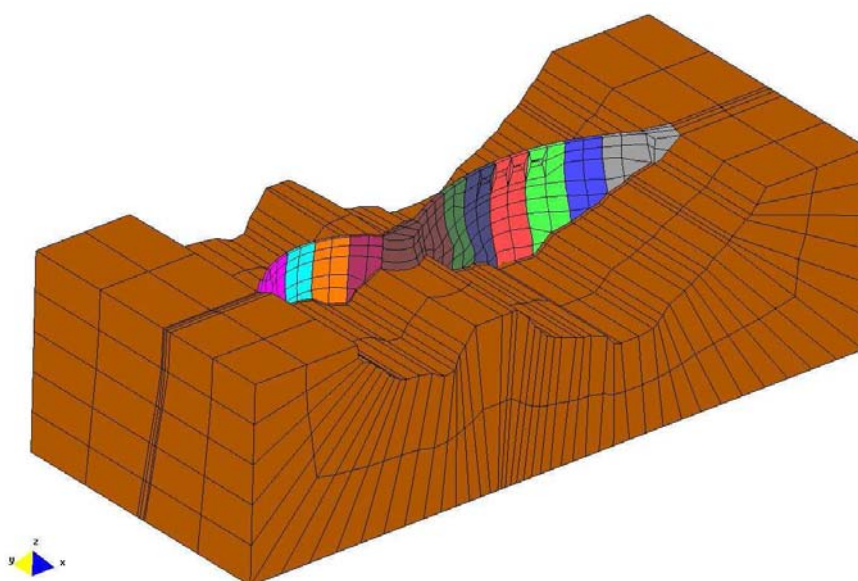


Figura 2.38 – Barragem da Chicamba. Perspectiva de uma malha de elementos finitos utilizada no LNEC nos estudos recentes sobre o comportamento estrutural da obra (fonte: LNEC)

2.3.3 Barragem de Cahora Bassa

A barragem de Cahora Bassa (Figuras 2.39 e 2.40) é uma abóbada de dupla curvatura com uma altura de 170 m. O coroamento tem um desenvolvimento de 303 m, uma relação corda/altura de 1,54 e uma espessura que varia, na consola central, desde 4 m no coroamento até 23 m na base. A definição geométrica da directriz dos arcos é feita com parábolas do quarto grau [Fernandes et al, 1970].



Figura 2.39 – Barragem de Cahora Bassa. Vista de jusante, a partir da margem direita (fonte: LNEC)

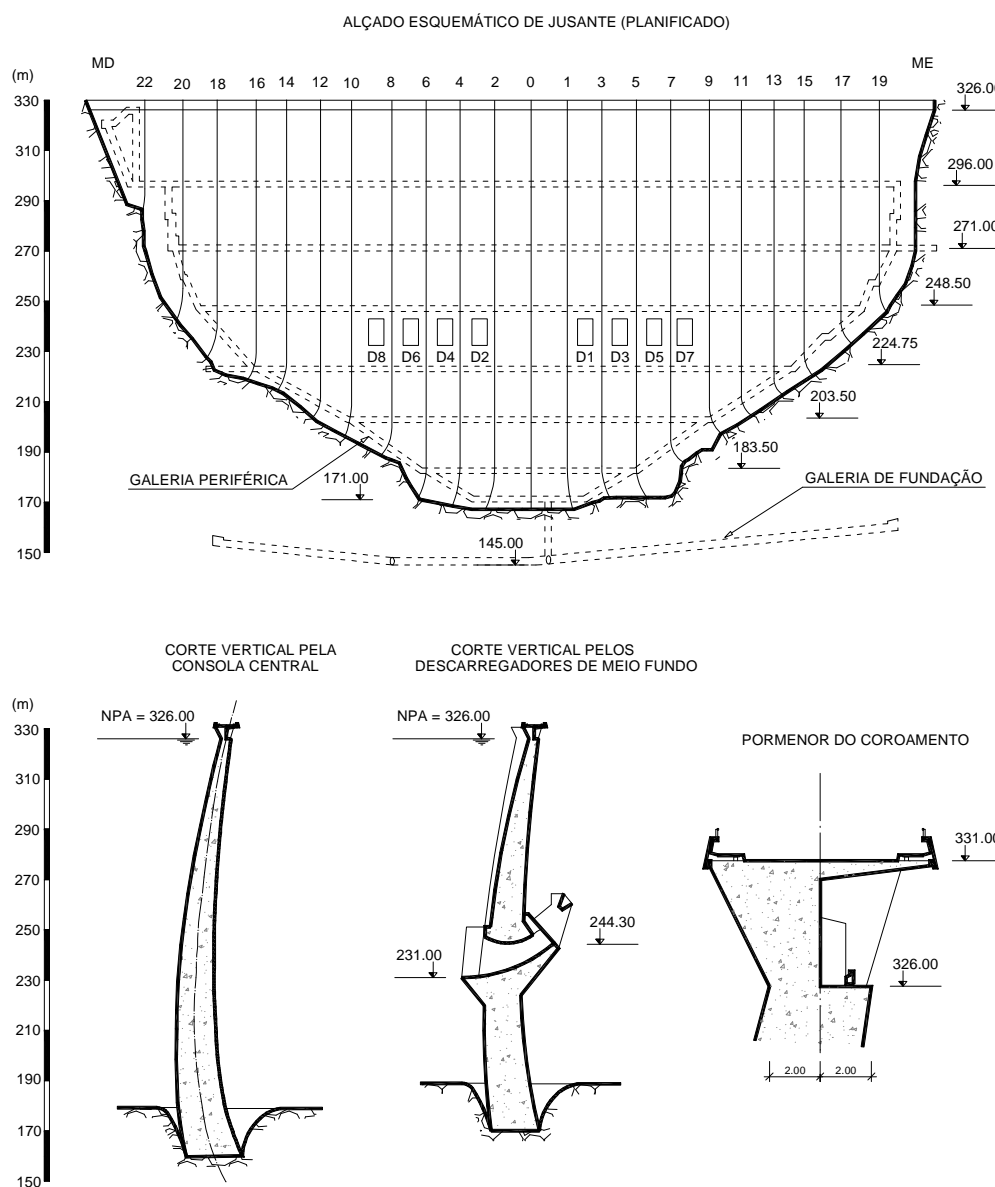


Figura 2.40 – Barragem de Cahora Bassa. Alçado esquemático de jusante (planificado), cortes verticais e pormenor do coroamento (fonte: LNEC)

O maciço rochoso onde está implantado o aproveitamento tem muito boa qualidade, sendo essencialmente constituído por granitos gnáissicos.

A barragem foi concluída em 1975. O volume da albufeira é de $66000 \times 10^6 \text{ m}^3$.

O aproveitamento tem uma potência instalada de 2.000 MW na actual central subterrânea, localizada na encosta da margem direita, mas está previsto um aumento de potência de 1600 MW numa segunda central, também subterrânea, a construir na encosta da margem esquerda.

O projecto da obra foi da responsabilidade da empresa Hidrotécnica Portuguesa. O LNEC deu apoio em vários estudos especializados, nomeadamente na caracterização das fundações, em hidráulica, na análise estrutural (Figura 2.41) e no acompanhamento da construção.

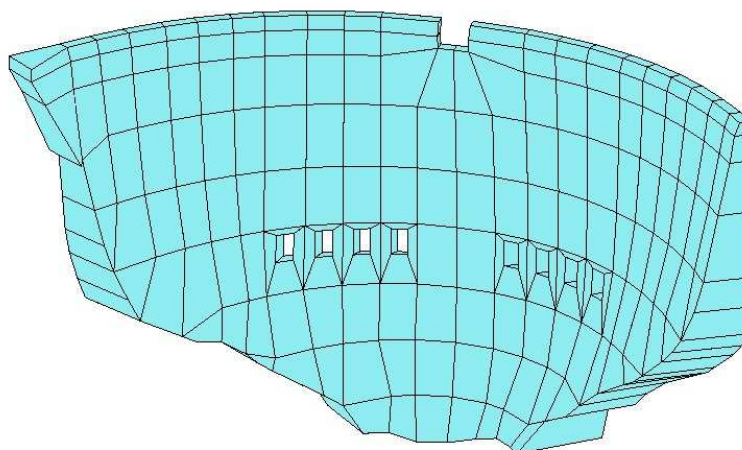


Figura 2.41 – Barragem de Cahora Bassa. Perspectiva de uma malha de elementos finitos utilizada no LNEC nos estudos recentes sobre o comportamento estrutural da obra (fonte: LNEC)

2.3.4 Barragem de Almendra

A barragem de Almendra (Figuras 2.42 e 2.43) está localizada no rio Tormes (afluente do Douro, da margem esquerda, entre as barragens da Bemposta e de Adeadavila), na província de Zamora. Trata-se de uma abóbada, definida por arcos de três centros, com 202 m de altura (a mais alta da península ibérica), corda de 470 m e desenvolvimento do coroamento de 570 m.

A espessura na base da consola central da abóbada é de 37 m, ascendendo a 57 m na base do soco.

A obra foi concluída em 1970. O volume da albufeira é de $2650 \times 10^6 \text{ m}^3$. Está integrada num aproveitamento hidroelétrico explorado pela Iberdrola.



Figura 2.42 – Barragem de Almendra. Vista aérea, a partir da margem direita (fonte: LNEC).

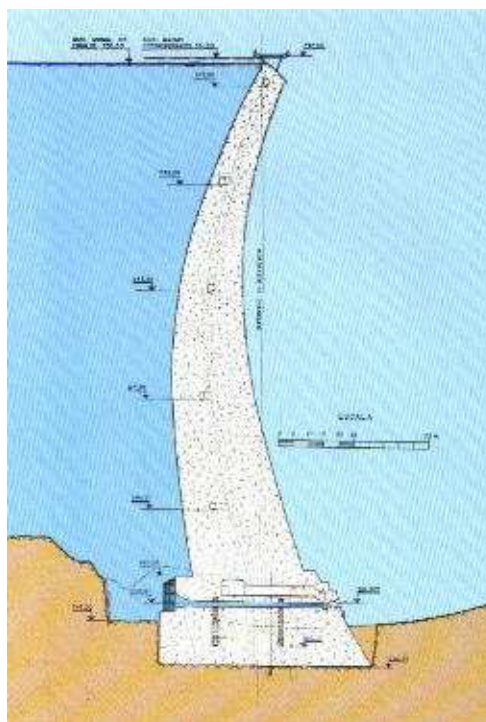


Figura 2.43 – Barragem de Almendra. Perfil da consola central (fonte: LNEC).

2.3.5 Barragem de Las Portas

A barragem de Las Portas (Figuras 2.44 e 2.45) está localizada no rio Camba (bacia hidrográfica do rio Minho), na Galiza. É uma abóbada com 141 m de altura, definida por arcos de três centros, com 477 m de desenvolvimento do coroamento.

A obra foi concluída em 1974. O volume da albufeira é de $473 \times 10^6 \text{ m}^3$. Está integrada num aproveitamento hidroelétrico explorado pela Iberdrola.



Figura 2.44 – Barragem de Las Portas. Vista de jusante, a partir da margem direita.

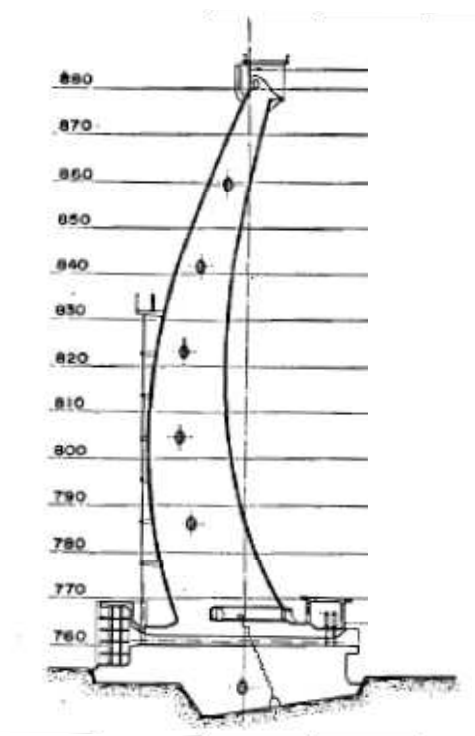


Figura 2.45 – Barragem de Las Portas. Perfil da consola central.

Capítulo 3

CRITÉRIOS DE PROJECTO DAS BARRAGENS ABÓBADA

3.1 Considerações gerais

O projecto de estruturas, em geral, e das barragens de betão, em particular, deve contemplar requisitos de fiabilidade (funcionalidade, segurança e durabilidade), de economia e de estética.

As obras devem ter uma definição analítica simples das suas formas e dimensões, utilizando equações que permitam uma percepção imediata da sua geometria. Assim facilita-se a sua representação gráfica e, acima de tudo, a implantação de cofragens durante a construção.

Quanto à fiabilidade estrutural, o critério básico a considerar prende-se com o aproveitamento óptimo do material, isto é, devem procurar-se formas para as quais, em condições normais de exploração das obras, as tensões não ultrapassem os valores de cálculo dos limites de elasticidade, afectados de um coeficiente de segurança, e, ao mesmo tempo, tenham a maior uniformidade possível.

Os materiais de construção podem ser o betão convencional vibrado, o betão compactado com cilindros e a alvenaria argamassada de blocos de pedra.

As barragens são concebidas considerando uma folga entre a cota do coroamento e o nível máximo de cheia (que é definida nos estudos hidrológicos e hidráulicos do projecto). Esta folga é, no mínimo, para as barragens de betão, de cerca de 0,5 m nas obras mais baixas e de 1,0 m nas obras mais altas. Nas barragens de aterro, que não podem ser galgadas, exige-se uma folga, em regra, maior.

Verifica-se que os efeitos da pressão hidrostática nas barragens de betão são muito reduzidos, em termos de deslocamentos e de tensões, para níveis da água até cerca de meia altura da obra. A partir daí os efeitos estruturais aumentam exponencialmente com o aumento da cota da água, em particular quando esta se situa próxima do coroamento. Nas análises realizadas neste trabalho considerou-se uma situação envolvente, desfavorável, de utilização da estrutura, admitindo-se um nível da água à cota do coroamento para cálculo dos efeitos da pressão hidrostática.

3.2 Características geométricas dos vales

Os aspectos topográficos e geológicos são fundamentais na avaliação da apropriação de um vale para a construção de uma barragem abóbada. O modo mais simples de definir a forma de um vale, na perspectiva de local de construção de uma barragem, é através da sua relação corda/altura (L/h), à cota do coroamento dessa barragem. Conforme o valor desta relação é inferior a 3, entre 3 e 6, ou superior a 6, o tipo de vale é designado por garganta, vale estreito ou vale largo [Thomas, 1979]. A Figura 3.1 tipifica algumas das formas mais comuns dos vales.

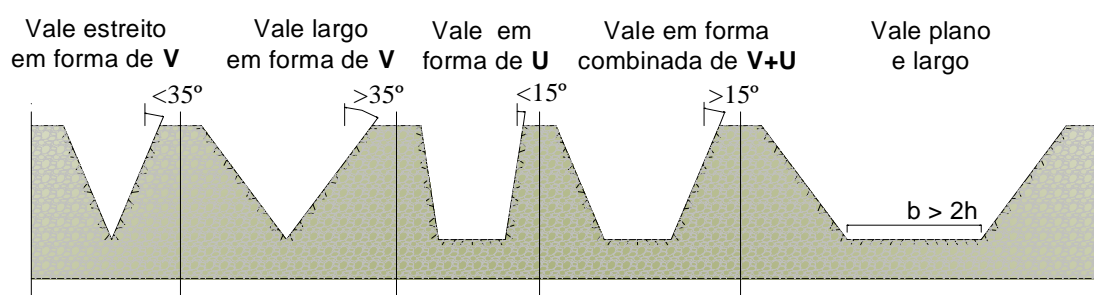


Figura 3.1 – Representação esquemática de formas comuns dos vales.

Estando-se em presença de um maciço rochoso de boa qualidade, os vales encaixados são os mais adequados para as barragens abóbada, uma vez que potenciam o funcionamento em arco. Para relações corda/altura até cerca de 5 é adequada, em princípio, a construção de uma abóbada [Varshney, 1978; INAG, 2001]. De facto, a inclinação das encostas correspondente a estas relações só é possível, em regra, para maciços rochosos de boa qualidade mecânica, à partida adequados para a implantação de uma abóbada. No entanto, para valores de L/h elevados é necessário recorrer, em regra, a soluções em abóbada espessa, a socos ou a encontros artificiais. A barragem de Alqueva, com uma relação L/h próxima de 5, é um destes casos, sendo uma abóbada espessa dotada de encontros artificiais na zona superior das encostas.

As soluções em gravidade ou em arco-gravidade são adequadas para relações corda/altura superiores a 4 e quando as características do maciço de fundação não são tão boas.

A relação corda/altura foi designada, por outros autores, por factor de forma do vale [Varshney, 1978],

$$c/h = \frac{b + h (\sec \varphi_1 + \sec \varphi_2)}{h} \quad (3.1)$$

sendo c a corda, b o comprimento do trecho horizontal do fundo do vale, h a altura da barragem, e Φ_1 e Φ_2 as inclinações dos taludes das margens, em relação à vertical.

Como referido, a simetria do vale é também um aspecto importante, uma vez que proporciona à barragem uma distribuição de tensões também simétrica.

3.3 Acções

As principais acções a considerar nas barragens de betão são as seguintes [Batista, 1998]:

- a) Na fase de construção: as gravíticas devidas à colocação dos materiais; as térmicas, higrométricas e autogéneas, associadas à colocação, presa e endurecimento do betão; as térmicas ambientais; as devidas à injeção de juntas de contracção, ao tratamento das fundações e eventual aplicação de pré-esforços;
- b) Nas fases de primeiro enchimento e de exploração normal: as da água, estáticas e dinâmicas, devidas à formação e exploração da albufeira; as térmicas, ambientais e associadas à exploração da albufeira; as devidas à ocorrência de sismos; as devidas aos depósitos sólidos na albufeira; as associadas à formação de gelo e sua fusão, na albufeira e na estrutura;
- c) De carácter excepcional: as correspondentes ao sismo máximo de projecto (SMP); as correspondentes às grandes cheias; as devidas a escorregamentos das encostas e grandes deslocamentos potenciais na fundação, nomeadamente os provocados por movimentos do vale e sismos.

Para além das acções referidas podem ocorrer outras, tais como variações de volume associadas a fenómenos de alteração dos materiais, cujos efeitos podem ser minorados adoptando disposições adequadas.

Das acções listadas assumem particular importância o peso próprio dos materiais, as acções estáticas da água (pressão hidrostática sobre os paramentos imersos e subpressões

na interface com a fundação), as variações térmicas (especialmente em climas continentais, nos quais se verificam grandes amplitudes térmicas anuais) e os sismos. Em regra, o pré-dimensionamento das barragens abóbada é feito, numa primeira fase dos estudos, para as acções do peso próprio e da pressão hidrostática, deixando-se uma reserva de resistência para permitir a verificação da segurança numa segunda fase, que contempla já as acções térmicas e sísmicas.

3.4 Critérios de definição dos arcos e da consola central

Como referido, a melhor forma das barragens abóbada é conseguida, em geral, com uma estrutura com dupla curvatura e, quando possível, com simetria de inserção no maciço de fundação.

A curvatura horizontal estabelece-se tentando centrar a linha de pressões das secções horizontais (arcos) da abóbada, supostas como independentes. Os estudos levados a efeito com modelos de membranas, tanto experimentais como numéricos, conduziram a formas em que a curvatura diminui do fecho para a nascedoura dos arcos [Serafim, 1966; Júlio, 1994]. Esta diminuição pode ser conseguida, analiticamente, definindo os arcos por meio de três centros, elipses, parábolas ou outras equações que garantam aquele objectivo. Com arcos de três centros há uma variação brusca de curvatura no ponto de tangência entre a zona central e as laterais, mas utilizando outro tipo de equações, como é o caso das parábolas, garante-se uma diminuição contínua e progressiva da curvatura.

A curvatura vertical tem como finalidade descentrar a linha de pressões para a acção do peso próprio, de modo a conseguir-se um estado generalizado de compressões verticais quando se combina aquela acção com a da pressão hidrostática. Este objectivo é conseguido, em regra, com uma curvatura com intradorso voltado para jusante.

Depois de realizado o levantamento topográfico e o reconhecimento geológico-geotécnico do local de implantação, define-se o perfil da superfície de inserção, procurando, como referido, que a estrutura seja simétrica se isso não conduzir a escavações excessivas. Em regra, a consideração de uma sobre-escavação para conseguir este objectivo reflecte-se numa melhoria do desempenho estrutural, pelo que opção deve ser ponderada. Em caso de fundações heterogéneas ao longo do perfil de inserção, a utilização de socos poderá melhorar o comportamento simétrico da abóbada. No caso de vales em que as vertentes abrem significativamente nas proximidades das cotas do coroamento, o funcionamento como abóbada pode ser incrementado através da adopção de encontros artificiais nessas zonas superiores.

A partir das cordas da abóbada determinam-se os raios médios mais convenientes às várias cotas, por forma a obter-se um melhor funcionamento em arco. Como adiante se verá, tal objectivo consegue-se utilizando-se ângulos ao centro compreendidos entre 90° e 130° . A espessura média dos arcos pode ser determinada, às diferentes cotas, por fórmulas aproximadas, tendo em consideração as tensões máximas de compressão admitidas para o betão.

A definição do perfil (consola) central é função da forma do vale, tendo em consideração que se devem obter as maiores compressões possíveis no pé de montante devido à acção do peso próprio e tracções de valor admissível quando esta acção se combina com a pressão hidrostática. Por outro lado, a acção do peso próprio deve compensar as tracções verticais que ocorrem no paramento de jusante, no terço superior, devidas à pressão hidrostática. Em regra, a espessura aumenta do coroamento para a base com o raio de curvatura.

A definição da abóbada completa-se, em planta, com uma inserção na fundação contínua e regular, aumentando a espessura dos arcos para as nascenças e salvaguardando que as consolas tenham uma curvatura que permita uma construção fácil por blocos. Esta última condição reveste-se de uma grande importância já que estudos de optimização de formas conduziram a consolas muito inclinadas para jusante [Serafim, 1966, Júlio, 1994] que não são estáveis, por si só, durante a construção.

3.5 Pré-dimensionamento dos arcos

O pré-dimensionamento dos arcos é feito, em regra, considerando-os circulares e de espessura constante. Este tipo de arcos ficam definidos pelo ângulo ao centro da sua linha média (ou directriz) e pela espessura.

A partir de uma teoria muito simples, a fórmula dos tubos, e considerando algumas hipóteses simplificativas, é possível estimar o ângulo ao centro que optimiza o volume de betão da barragem, para um nível de tensões de compressão previamente definido [Fialho, 1955].

Na Figura 3.2 representa-se a secção de um arco, definido pelo raio médio R , pela espessura e , e pelo ângulo ao centro φ .

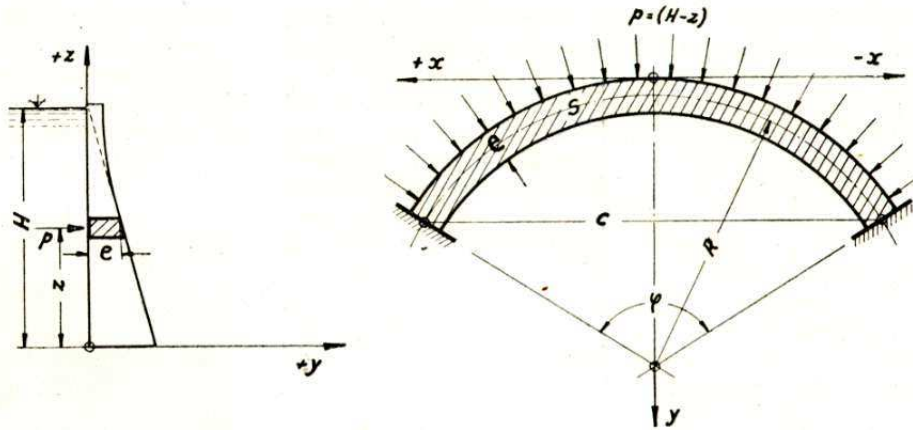


Figura 3.2 – Arco circular submetido a pressão radial uniforme [Fialho, 1955]

A relação geométrica entre o raio R , a corda C e o ângulo ao centro ϕ é dada por,

$$R = \frac{C}{2 \sin \frac{\phi}{2}} \quad (3.2)$$

Considerando que a pressão hidrostática mobiliza exclusivamente o efeito de arco, isto é, desprezando a rigidez da estrutura nas outras direcções, que a distribuição das tensões é uniforme na espessura e que o arco está sujeito apenas à pressão hidrostática, as tensões de compressão serão dadas por,

$$\sigma = \frac{p R}{e} \quad (3.3)$$

A pressão hidrostática é dada, à cota z , por,

$$p = \gamma (H - z) \quad (3.4)$$

A superfície de um arco dada por,

$$S = R e \phi \quad (3.5)$$

Substituindo (3.2), (3.3) e (3.4) em (3.5), vem,

$$S = \frac{C^2 \gamma (H - z)}{2 \sigma} \frac{\frac{\phi}{2}}{\sin^2 \frac{\phi}{2}} \quad (3.6)$$

Pela condição de superfície mínima obtém-se,

$$\frac{\partial S}{\partial \varphi} = 0 \Rightarrow \varphi \approx 133^\circ \quad (3.7)$$

Na Figura 3.3 representa-se a variação de uma grandeza que é proporcional à superfície do arco, em função do ângulo ao centro. A representação gráfica confirma que o ângulo ao centro dos arcos tem um valor óptimo de 133° , mas obtêm-se, em regra, soluções económicas para amplitudes do ângulo ao centro compreendidas entre 80° e 130° , já que valores maiores que 130° não devem ser considerados pois a inserção dos arcos na fundação torna-se demasiado oblíqua, isto é, o impulso nas nascenças apresenta uma componente tangencial elevada relativamente à orientação das encostas, que têm, em geral, uma direcção paralela ao eixo do vale.

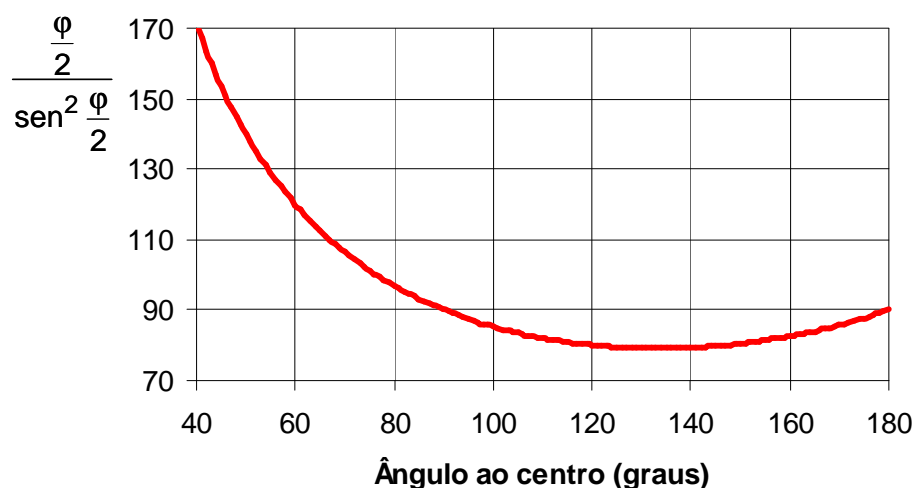


Figura 3.3 – Variação de uma grandeza proporcional à superfície do arco em função do seu ângulo ao centro.

Se a corda não variasse, para manter espessuras e tensões sensivelmente constantes nos diferentes arcos, estes deveriam ter raios de curvatura variáveis na razão inversa da carga hidrostática (ver equação 3.3). No entanto, como em geral a corda aumenta com a cota, para que as tensões não variem muito é necessário, em regra, que os raios de curvatura diminuam e que as espessuras aumentem de cima para baixo.

3.6 Definição de formas com arcos circulares

Como referido, as primeiras barragens abóbada da era moderna foram definidas por arcos circulares, sendo calculadas admitindo os arcos como independentes, utilizando a fórmula dos tubos.

Os arcos circulares de espessura constante das abóbadas podem ser definidos geometricamente pela equação do eixo e espessura ou pelas equações dos paramentos de montante e de jusante. Em regra utiliza-se esta segunda alternativa porque facilita a definição dos paramentos em caso de arcos circulares de espessura variável. É o caso da barragem da Bouçã (Figura 3.4), em que o raio de montante e o ângulo ao centro do arco do coroamento são 95 m e 103° , respectivamente [Rocha et al, 1960].

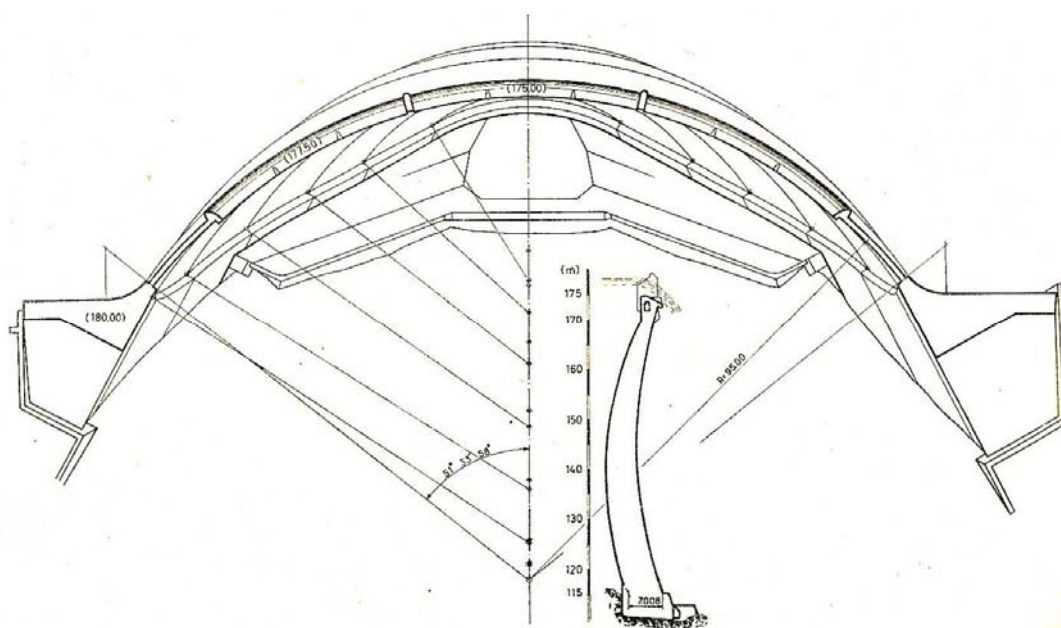


Figura 3.4 – Formas da barragem da Bouçã definidas através de arcos circulares de espessura variável
[Rocha et al, 1960]

Considerando um referencial em que o eixo horizontal y coincide com o eixo da barragem, tendo aproximadamente a direcção do vale, e sentido de jusante para montante, o eixo horizontal x é normal ao primeiro e orientado para a margem esquerda, e o eixo z é vertical, com origem à cota do coroamento e sentido de cima para baixo, apresentam-se, de seguida, as expressões mais utilizadas para a definição dos paramentos nas abóbadas de arcos circulares.

Arcos:

$$x^2 + (y - a)^2 = R^2 \quad (3.8)$$

Raios de curvatura (montante e jusante):

$$R = R_0 - a + m \quad (3.9)$$

Posição dos centros:

$$a = f(z) \quad (3.10)$$

Perfil da consola central:

$$m = g(z) \quad (3.11)$$

No caso de arcos de três centros, as expressões anteriores podem ser adaptadas para a definição dos paramentos, como se apresenta de seguida (Figura 3.5).

Trecho central dos arcos:

$$x^2 + (y - a)^2 = R_c^2 \quad \text{para } \varphi < \varphi_c \quad (3.12)$$

Trechos laterais dos arcos:

$$(x + b \sin \phi_c)^2 + (y - a + b \cos \phi_c)^2 = R_L^2 \quad \text{para } \varphi > \varphi_c \quad (3.13)$$

Raios de curvatura (trecho central e laterais, a montante e a jusante):

$$R = R_0 - a + m \quad (3.14)$$

Posição dos centros (trecho central):

$$a = f_1(z) \quad (3.15)$$

Posição dos centros (trechos laterais):

$$b = f_2(z) \quad (3.16)$$

Perfil da consola central:

$$m = f_3(z) \quad (3.17)$$

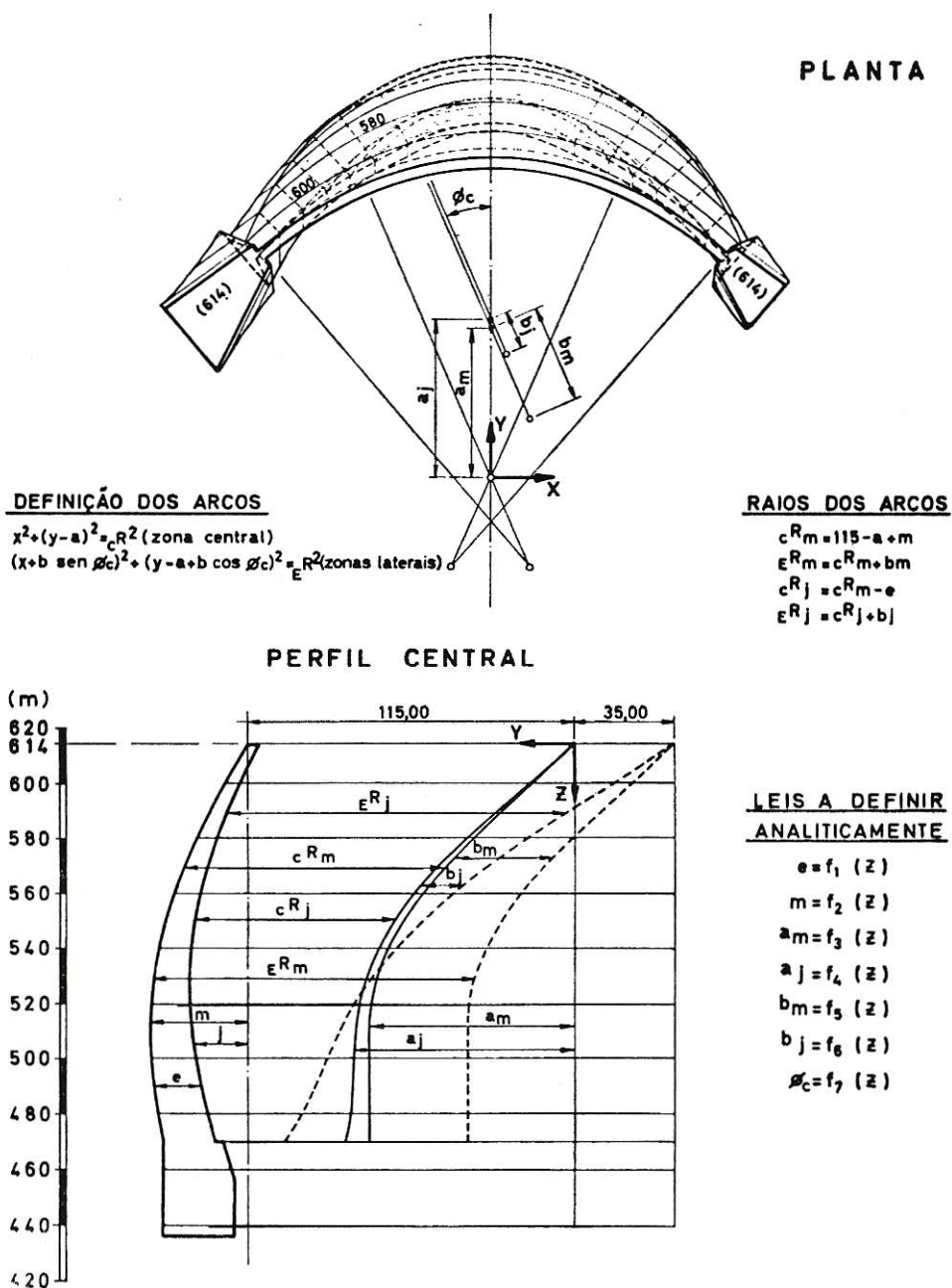


Figura 3.5 – Formas de uma barragem abóbada definidas através de arcos de três centros [Rodrigues et al, 1967]

3.7 Definição de formas com arcos parabólicos

Desde o projecto da barragem do Alto Rabagão generalizou-se, em Portugal, a utilização de arcos parabólicos na definição das abóbadas. Este tipo de definição contempla, em regra, a directriz dos arcos. Na engenharia de barragens portuguesa apenas se tem conhecimento de uma estrutura com definição parabólica dos paramentos, a abóbada principal da barragem de Chicamba, em Moçambique.

Em geral utilizam-se parábolas do segundo grau na definição da directriz dos arcos, mas na barragem de Cahora Bassa foram usadas parábolas do quarto grau [Fernades et al, 1970].

De seguida apresenta-se o tipo de definição de formas, com arcos parabólicos do segundo grau, correntemente utilizada em Portugal. Considerando o referencial definido na secção anterior, a equação da directriz dos arcos é dada por,

$$y = \frac{x^2}{2p(z)} - a(z) \quad (3.18)$$

sendo $p(z)$ o parâmetro da parábola e $a(z)$ a distância, na horizontal, entre o fecho do arco e o cilindro de referência (cilindro vertical que contém a directriz do arco do coroamento). O parâmetro $p(z)$ representa o raio de curvatura dos arcos no fecho.

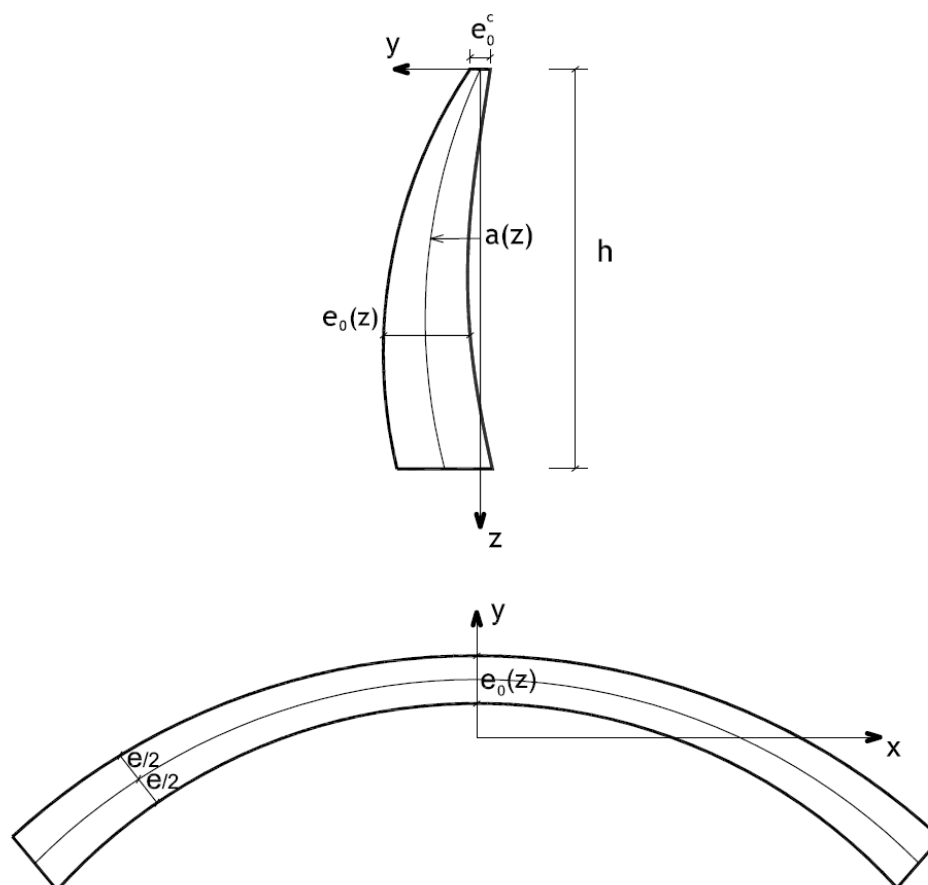


Figura 3.6 – Significado de algumas grandezas da definição de formas de uma barragem abóbada através de arcos parabólicos.

Para $p(z)$ considera-se um polinómio de grau N_p ,

$$p(z) = p_0 + \sum_{i=1}^{N_p} p_i z^i \quad (3.19)$$

sendo p_0 o raio de curvatura do arco do coroamento.

Para $a(z)$ adopta-se um polinómio de grau N_a ,

$$a(z) = \sum_{i=1}^{N_a} a_i z^i \quad (3.20)$$

A espessura da consola central $e_0(z)$ é também definida por uma função polinomial de grau N_e ,

$$e_0(z) = e_0^c + \sum_{i=1}^{N_e} e_i z^i \quad (3.21)$$

A variação da espessura dos arcos, em função de z e de x , é representada por uma função do tipo,

$$e(x, z) = e_0(z) \left[1 + A(z) \left(\frac{x}{100} \right)^2 \right] \quad (3.22)$$

A função $A(z)$, relativa à variação da espessura, é também polinomial de grau N_A ,

$$A(z) = A_0 + \sum_{i=1}^{N_A} A_i z^i \quad (3.23)$$

Como referido, o parâmetro da parábola $p(z)$ representa o raio de curvatura dos arcos no seu fecho. O raio de curvatura $R(x, z)$ é dado por,

$$R(x, z) = p(z) \left(1 + \left(\frac{x}{p(z)} \right)^2 \right)^{\frac{3}{2}} \quad (3.24)$$

Na Figura 3.7 apresenta-se a variação da razão $R(x, z)/p(z)$ em função da coordenada x , podendo notar-se que a aumenta muito com a diminuição do raio de curvatura no fecho $p(z)$.

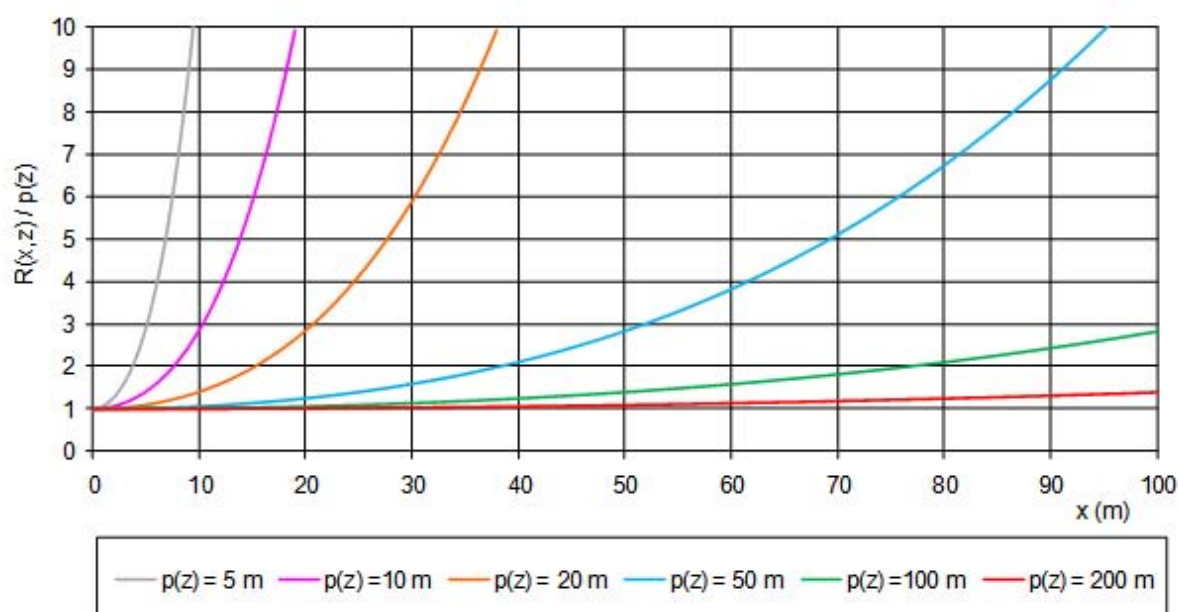


Figura 3.7 – Variação da razão $R(x,z)/p(z)$ em função da coordenada x , sendo $R(x,z)$ o raio de curvatura e $p(z)$ o raio de curvatura no fecho do arco

Os arcos de directriz parabólica apresentam, entre outras, as seguintes vantagens: i) a variação da curvatura é contínua; ii) tendo maior curvatura no fecho, concentram o efeito de arco na zona central, onde as espessuras são menores; e iii) melhora a ortogonalidade da inserção dos arcos nas encostas, com benefícios na transmissão dos impulsos nas nascenças.

3.8 Critérios de verificação da segurança

Em Portugal, todos os aspectos relativos à segurança de barragens, nas fases de projecto, construção e exploração, estão legalmente enquadrados pelo Regulamento de Segurança de Barragens [RSB, 2007]. O RSB é complementado por um conjunto de documentos normativos, sendo um deles as Normas de Projecto de Barragens [NPB, 1993].

As NPB estipulam que as estruturas das barragens de betão devem ser verificadas quanto à sua funcionalidade e segurança para cenários de incidente e de acidente, respectivamente. Os cenários de incidente e de acidente correspondem, respectivamente, aos estados limites de utilização e aos estados limites últimos considerados para os outros tipos de estruturas.

Na avaliação da funcionalidade para cenários de incidente, que habitualmente condicionam o projecto das barragens, as NPB recomendam que: i) os deslocamentos sejam essencialmente reversíveis, não pondo em risco o funcionamento da obra e, na vizinhança da fundação, não originando perturbações significativas do maciço de fundação nem a perda de eficácia da cortina de impermeabilização; ii) as tensões na barragem, quer em

elementos volumétricos quer em juntas, embora podendo eventualmente provocar rupturas em zonas localizadas, respeitem o critério de Mohr-Coulomb definido para resistências de pico, à tracção e compressão, com coeficientes superiores a 2,5; e iii) as tensões na fundação, quer em elementos volumétricos quer em juntas e superfícies de menor resistência, embora podendo eventualmente provocar rupturas em zonas localizadas, respeitem o critério de Mohr-Coulomb definido para valores de pico da coesão, com coeficientes de segurança superiores a 3, e do coeficiente de segurança de atrito interno superiores a 1,5.

A segurança do corpo da barragem relativamente à ocorrência de roturas locais por corte e por tracção (Figura 3.8) deve ser verificada para as combinações de acções mais desfavoráveis. A resistência do betão deve ser definida pelos valores característicos das resistências do betão à compressão e à tracção f_{ck} e f_{tk} , respectivamente. A verificação é efectuada com base na determinação pontual de um coeficiente de segurança k , correspondente ao menor dos valores determinados para o coeficiente de segurança à tracção simples, considerando o critério de Rankine, e para o coeficiente de segurança ao corte, adoptando o critério de Mohr-Coulomb. Neste caso admite-se, em regra, que a rotura por corte ocorre quando o círculo de Mohr representativo do estado de tensão atinge a recta de Mohr-Coulomb após ser expandido com base no aumento da tensão principal de compressão, mantendo a tensão principal de tracção (ou menor compressão) fixa.

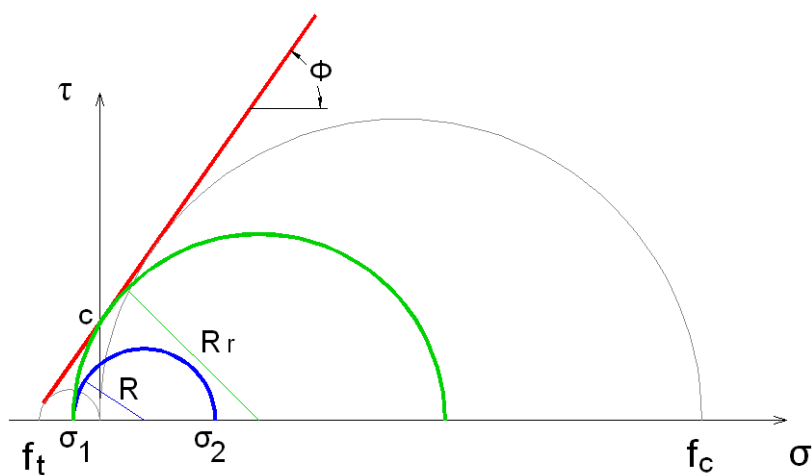


Figura 3.8 – Representação gráfica dos critérios de verificação da segurança do betão ao corte e à tracção

O coeficiente de segurança k será dado por,

$$k = \min\left(\frac{R_r}{R}; \frac{f_t}{\sigma_1}\right) \quad (3.23)$$

sendo,

$$\phi = \arcsen\left(\frac{1-m}{1+m}\right) \quad (3.24)$$

$$c = \frac{1 + \sen\phi}{2 \cdot \cos\phi} f_t \quad (3.25)$$

$$m = \frac{f_t}{f_c} \quad (3.26)$$

em que c é a coesão e Φ o ângulo de atrito interno.

No Boletim 61 da Comissão Internacional das Grandes Barragens [ICOLD, 1988] consideram-se admissíveis, para cenários correntes, tensões de compressão até cerca de 8 MPa e tensões de tracção até 1,0 MPa ou 1,5 MPa. Estes valores são inerentes à verificação dos critérios de segurança para betões que têm, em regra, resistências à compressão da ordem de 25 MPa. No mesmo boletim considera-se que, para cenários de rotura, possam ocorrer roturas localizadas, mas não o colapso da estrutura.

As resistências requeridas, à compressão e à tracção, do betão de barragens são, em regra, menores que as dos betões de outras estruturas. Trata-se, como se referiu, de betões em grandes massas, com agregados de dimensão máxima da ordem de 150 mm e com dosagens de cimento relativamente baixas, frequentemente inferiores a 200 kg/m³. Nestas condições as resistências médias à compressão e à tracção são, em betões são e aos 365 dias de idade, da ordem de 25 MPa e 2 MPa, respectivamente.

3.9 Recomendações gerais sobre as formas

As NPB fazem um conjunto de recomendações gerais relativamente às características das barragens abóbada, que devem ser consideradas no projecto. Essas recomendações, estando em linha com muito do que foi apresentado neste trabalho, são as seguintes: i) evitar formas angulosas e reentrâncias acentuadas, descontinuidades e heterogeneidades, utilizando armaduras nestas zonas quando não evitáveis, assim como na vizinhança de aberturas; ii) utilizar, sempre que possível, estruturas curvas, quer em planta quer na vertical; e iii) considerar, no caso de barragens abóbada, arcos com curvatura decrescente para as margens e espessuras constantes ou aumentando para as nascenças e, sempre que possível, estruturas simétricas, com socos e, se necessário, com encontros artificiais.

Capítulo 4

MODELOS E MÉTODOS DE ANÁLISE DE BARRAGENS ABÓBADA

4.1 Introdução

A primeira barragem em arco em cujo projecto a análise estrutural teve significado é a já referida barragem de Zola (nome do projectista, pai do famoso escritor). Construída em França, entre 1843 e 1854, é uma barragem relativamente espessa, de curvatura moderada, com uma altura máxima de 43 m e que foi calculada como uma série de arcos horizontais independentes.

Não havendo meios para calcular, como uma estrutura monolítica, uma abóbada encastrada nas encostas e no fundo do vale, as barragens em arco eram dimensionadas como um conjunto de anéis independentes, encastrados nas extremidades, e que apenas transmitiam de uns para os outros o seu peso próprio.

A partir de 1920, o dimensionamento das barragens abóbada ganhou um novo impulso com o método de ajuste dos deslocamentos dos arcos e das consolas, desenvolvido pelo engenheiro suíço Alfred Stucky, que envolvia a consideração de diversas consolas e não apenas da consola central. Estava-se a um passo do "trial-load" (método iterativo ou de tentativas de distribuição das cargas, considerando um modelo de grelha tridimensional), um método de cálculo desenvolvido simultaneamente na Europa e nos Estados Unidos, no início dos anos 30, e que foi usado até ao final da década de 60. Foi este o método usado por Laginha Serafim, um dos projectistas portugueses de referência, no projecto de várias obras [Serafim, 1958].

A acompanhar o desenvolvimento dos métodos de cálculo, surgiram, na década de 30 do século passado, os métodos experimentais (físicos) de análise, em que foram pioneiros o Bureau of Reclamation, nos Estados Unidos, o LNEC, em Portugal, e o ISMES, em Itália.

Estes métodos foram inicialmente utilizados no apoio ao dimensionamento sob acções estáticas e para comportamentos no domínio elástico e, mais tarde, para acções dinâmicas e comportamentos até à rotura. Com o desenvolvimento dos métodos numéricos, mais versáteis e económicos, os métodos experimentais têm vindo a perder importância, empregando-se, ainda, para análises até à rotura.

O método numérico mais utilizado na análise estrutural de barragens abóbada é o método dos elementos finitos (MEF), devido às suas potencialidades e facilidade de utilização, nomeadamente através de programas comerciais de robustez comprovada. Entre estes, o mais usado nas universidades portuguesas é o SAP (Structural Analysis Program, originário da Universidade de Berkeley, nos Estados Unidos da América), devido à sua versatilidade e capacidades gráficas. No início do presente trabalho tentou-se a sua utilização, mas houve algumas dificuldades na representação dos apoios elásticos correspondentes à deformabilidade da fundação. Nestas condições, optou-se pelo uso de um programa de cálculo automático desenvolvido no LNEC, direccionado para a análise de barragens abóbada, permitindo a introdução automática da geometria, das ligações exteriores e das acções condicionantes. Para a representação gráfica de dados e resultados o programa do LNEC foi complementado com o programa GID, desenvolvido na Universidade Politécnica da Catalunha (UPC), em Barcelona.

Atendendo aos objectivos e características da presente dissertação, considerou-se dispensável a apresentação da formulação do método dos elementos finitos. Ao invés, julgou-se oportuno referir os aspectos relevantes do método e os aspectos particulares da sua aplicação na análise estrutural de barragens abóbada. Faz-se ainda realce a alguns aspectos em que o presente trabalho contribuiu para a melhoria dos meios de cálculo disponíveis no LNEC.

4.2 Características estruturais das barragens abóbada

A análise estrutural consiste na determinação dos efeitos produzidos pelas acções sobre a totalidade ou parte da estrutura, com o objectivo de verificar a segurança para os cenários (estados limites) de projecto.

A análise estrutural requer a definição de um modelo de comportamento apropriado, com o qual se faz uma idealização da geometria da estrutura, das propriedades dos materiais, das ligações exteriores e das acções. O modelo pode ser resolvido por métodos experimentais ou matemáticos, sendo estes os mais utilizados actualmente. Em regra, o modelo escolhido deve ser tridimensional e considerar o conjunto barragem-fundação-reservatório.

Para cada tipo de problema, em função da geometria, materiais, acções e grau de aproximação pretendido nos resultados, admitem-se diversas simplificações na modelação. A nível geométrico, pode-se fazer, em muitos casos, uma representação simplificada das peças tridimensionais, aproximando-as a peças laminares (peças em que uma das suas dimensões é pequena quando comparada com as outras duas) ou mesmo a peças lineares (peças em que uma das dimensões é muito superior às restantes duas). No entanto, as enormes capacidades de cálculo e de representação de dados e resultados, devidas ao desenvolvimento da informática nas últimas décadas, justifica a actual tendência no desuso deste tipo de simplificações.

O método do “trial-load” utilizava uma aproximação de peças lineares. Este tipo de idealização envolvia muitas simplificações, mas a utilização do método introduziu melhorias significativas na análise das estruturas das barragens abóbada.

A aproximação a peças laminares é, em regra, adequada para as barragens abóbada. Assim, admitindo hipóteses realistas sobre a distribuição dos campos de deslocamentos e de tensões ao longo da sua espessura das secções, é possível reduzir o estudo da peça à sua superfície média. É o caso das placas, lajes e cascas. As placas estão sujeitas a forças que actuam no plano da superfície média da peça, estabelecendo-se em cada ponto um equilíbrio plano de tensão. Frequentemente, aceitam-se estas aproximações no estudo dos contrafortes das barragens de betão. Caso a superfície média plana das peças laminares esteja sujeita apenas a forças que actuam perpendicularmente ao seu plano médio, estas peças designam-se por lajes. Cascas são caracterizadas por uma superfície média curva, com forças a poderem actuar em qualquer direcção. É comum, para facilitar o processo de cálculo, no caso de apresentar pouca curvatura, transformar a superfície curva da casca numa superfície poliédrica, formada por elementos planos que sobrepõe o equilíbrio de placa e o equilíbrio de laje. A aproximação de casca, de acordo com resultados históricos obtidos na análise estrutural de barragens abóbada simples ou abóbadas múltiplas, têm conduzido a bons resultados [Batista, 1998].

Normalmente, nos estudos de maciços de fundação e de zonas localizadas não é efectuada qualquer simplificação geométrica, considerando-se equilíbrios tridimensionais de peças maciças. No estudo de barragens de gravidade são considerados, em regra, estados planos de deformação. Esta simplificação é possível porque estas barragens apresentam uma secção aproximadamente uniforme e deslocamentos desprezáveis ao longo do seu eixo, e porque as condições de fronteira e as forças têm uniformidade semelhante.

No projecto de barragens é comum admitir o comportamento linear, tanto geométrico como material. Admite-se que, i) não existe influência da modificação da geometria da estrutura na

distribuição dos esforços e das tensões (análise linear geométrica), portanto, todo o estudo é feito com base na geometria inicial indeformada. Esta simplificação é aceitável porque os deslocamentos provocados pelas ações exteriores são muito pequenos quando comparados com as dimensões da estrutura; e ii) a relação entre tensões e deformações do material que constitui a estrutura admite-se linear (análise linear material).

4.3 Aspectos relevantes do método dos elementos finitos (MEF)

O método dos elementos finitos (MEF) permite a determinação do estado de deformação e de tensão de um sólido de geometria arbitrária sujeito a ações exteriores, cuja geometria, materiais, condições de fronteira e ações são conhecidos. Desenvolveu-se em simultâneo com os computadores digitais, que permitem a realização de uma grande quantidade de cálculos que são necessários no MEF, nomeadamente na determinação das matrizes de rigidez e na resolução de grandes sistemas de equações.

A resolução deste tipo de problemas, usando o método dos elementos finitos, envolve, fundamentalmente, três etapas:

- i) O domínio a analisar é dividido em subdomínios, designados por elementos finitos, ligados entre si por um número finito de pontos, designados por pontos nodais. Em cada elemento finito as variáveis de campo, deslocamentos ou tensões, são aproximadas por funções, designadas por funções de interpolação, que são dependentes, em geral, do valor dessas variáveis nos pontos nodais. Utilizando os teoremas energéticos ou o método dos resíduos pesados é possível obter, a partir das funções de interpolação escolhidas, um sistema de equações lineares que representa o comportamento do elemento.
- ii) Os sistemas do conjunto de elementos finitos são criteriosamente agrupados, reconstituindo todo o domínio. Obtêm-se assim um sistema de equações global que terá uma solução única através da consideração das condições de fronteira do domínio.
- iii) Os valores nodais das variáveis de campo são determinados através da resolução do sistema de equações global, sendo o cálculo de outras grandezas relevantes realizado a partir desses valores nodais.

A formulação em deslocamentos do método dos elementos finitos é a mais utilizada na análise estrutural. Neste tipo de formulação definem-se funções de interpolação dos deslocamentos no interior e na fronteira dos elementos por forma a garantir a compatibilidade em todo o domínio.

As condições de fronteira a considerar no estabelecimento dos modelos estruturais podem ser de três tipos: i) imposição, em pontos da fronteira, de algumas das componentes dos deslocamentos (apoios rígidos); ii) aplicação de forças distribuídas na superfície da fronteira, representando a acção do exterior sobre o volume em análise; e iii) imposição das relações forças-deslocamentos que se devem verificar na superfície de fronteira (apoios elásticos).

Quando se pretende fazer a análise apenas do corpo das barragens abóbada, e com o objectivo de reduzir as dimensões do modelo, utilizam-se com frequência apoios elásticos, impondo relações forças-deslocamentos na superfície de inserção da barragem no maciço de fundação. Estes apoios elásticos podem ser definidos por relações forças-deslocamentos i) independentes em cada ponto ou, ii) entrando em linha de conta com a interacção entre os vários pontos da superfície.

As características dos apoios elásticos em que se considera não existir interacção entre pontos de apoio adjacentes, designados por apoios do tipo Winkler, são normalmente determinadas por métodos simplificados. Os coeficientes de Vogt [Vogt, 1925] são parâmetros que caracterizam apoios deste tipo, correspondendo aos deslocamentos médios que se verificam numa superfície rectangular assente num espaço semi-infinito elástico, sob a acção de forças e momentos unitários uniformemente distribuídos. A técnica dos coeficientes de Vogt tem sido tradicionalmente usada na simulação da deformabilidade da fundação de barragens de betão, tanto em aplicações do método "trial-load" [USBR, 1938 e 1956] como em diferentes idealizações do comportamento estrutural utilizando o método dos elementos finitos [Batista, 1998]. Com esta técnica pretende-se ter em conta, embora de forma indirecta, a interacção entre os vários pontos da fundação, utilizando como área carregada um rectângulo cuja relação entre lados é função das dimensões da superfície de inserção da barragem na fundação.

A consideração da interacção entre todos os pontos da superfície de fundação corresponde, na análise estrutural, a utilizar matrizes de deformabilidade que podem ser determinadas a partir de uma análise prévia do maciço rochoso, i) efectuado por meio de soluções analíticas da teoria da elasticidade, nos casos particulares em que se possa admitir que as estruturas estão assentes em meio espaço ou quarto espaço com comportamento elástico, homogéneo e isotrópico, ou ii) utilizando soluções aproximadas obtidas por métodos numéricos (elementos finitos, elementos de fronteira e elementos discretos).

4.4 Elementos finitos de casca na análise de barragens abóbada

4.4.1 Discretização do corpo da barragem

No presente trabalho foi utilizado, em regime elástico linear, um programa de cálculo desenvolvido no LNEC, com base no método dos elementos finitos (MEF) [Batista, 1998]. O programa considera um modelo tridimensional de casca espessa, permitindo analisar as estruturas das abóbadas sem limitações relativas à espessura e à curvatura, tirando partido, como referido, do facto da variação de tensões através da espessura ser praticamente linear.

Na Figura 4.1 representam-se os elementos finitos de casca espessa, do tipo cubo, utilizados no presente trabalho. Têm 16 pontos nodais (8 por face), a que correspondem funções de interpolação do segundo grau nas faces e lineares na espessura. O número total de graus de liberdade por elemento é de $3 \times 16 = 48$ (deslocamentos).

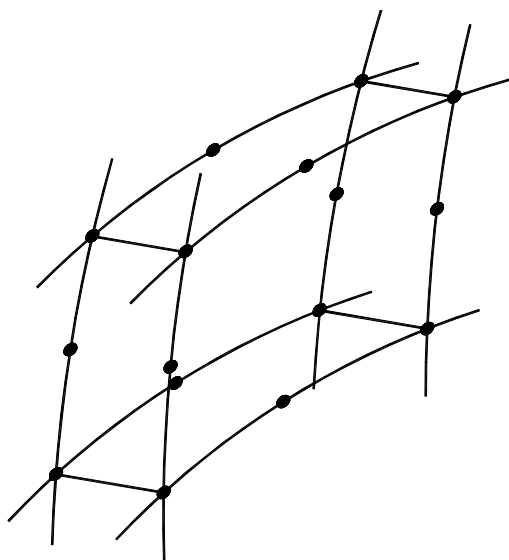


Figura 4.1 – Geometria genérica dos elementos finitos de casca espessa utilizados

4.4.2 Consideração da deformabilidade da fundação

Como referido, no programa de cálculo foi adoptada a técnica dos coeficientes de Vogt para introduzir a deformabilidade da fundação. Como se referiu, estes coeficientes foram estabelecidos a partir da deformação média de uma superfície rectangular plana de fundação, submetida a cargas linearmente variáveis através da largura e uniformes ao longo do comprimento, calculando-se uma matriz de deformabilidade que relaciona três translações e duas rotações com as correspondentes forças e momentos. No caso geral, a superfície de inserção de uma estrutura na fundação não apresenta forma rectangular, pelo que se utiliza a técnica do rectângulo equivalente de dimensões a e b , de área idêntica à da

superfície de inserção (Figura 4.2), considerando-se, em cada faixa de espessura h , um rectângulo homotético de dimensões h e bh/a [USBR, 1956].

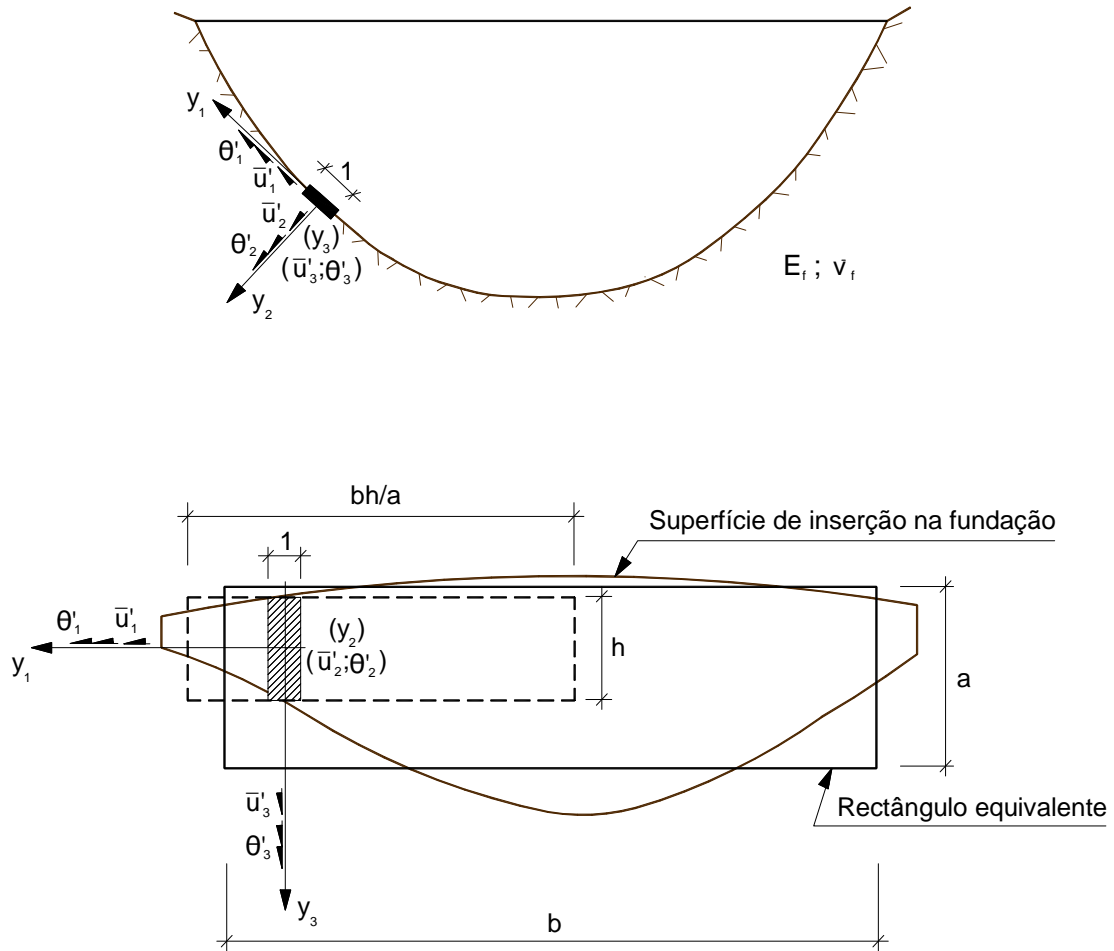


Figura 4.2 – Técnica dos coeficientes de Vogt para consideração da deformabilidade da fundação. Desenho esquemático da superfície de inserção e aproximação por um rectângulo equivalente de dimensões a e b [Batista, 1998].

A relação entre os deslocamentos (vector das translações e rotações) e as forças (vector das forças e momentos), referida ao sistema local de eixos ortogonais definido na Figura 4.2, sendo y_2 a direcção normal à superfície de fundação, tem a forma,

$$\begin{bmatrix} -/ \\ u_1 \\ -/ \\ u_2 \\ -/ \\ u_3 \\ -/ \\ \theta_1 \\ -/ \\ \theta_2 \\ -/ \\ \theta_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_{11} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & f_{22} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & f_{33} & f_{34} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & f_{43} & f_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & f_{55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} P_1' \\ P_2' \\ P_3' \\ M_1' \\ M_2' \\ M_3' \end{bmatrix} \quad (4.1)$$

com,

$$f_{11} = \gamma' = \frac{k_3 (v_f, a/b)}{E_f} \quad (4.2)$$

$$f_{22} = \beta' = \frac{k_2 (v_f, b/2a)}{E_f} \quad (4.3)$$

$$f_{33} = \gamma' = \frac{k_3 (v_f, b/a)}{E_f} \quad (4.4)$$

$$f_{44} = \alpha' = \frac{k_1 (v_f, b/a)}{E_f h^2} \quad (4.5)$$

$$f_{34} = f_{43} = \alpha'' = \frac{k_5 (v_f, b/a)}{E_f h} \quad (4.6)$$

$$f_{55} = \delta' = \frac{k_4 (v_f, b/2a)}{E_f h^2} \quad (4.7)$$

sendo γ' , β' , α' , α'' e δ' os coeficientes de Vogt [USBR, 1938 e 1956], que podem ser obtidos através dos ábacos das Figuras 4.3 a 4.7.

Deformabilidade da fundação - Valores do coeficiente k_1

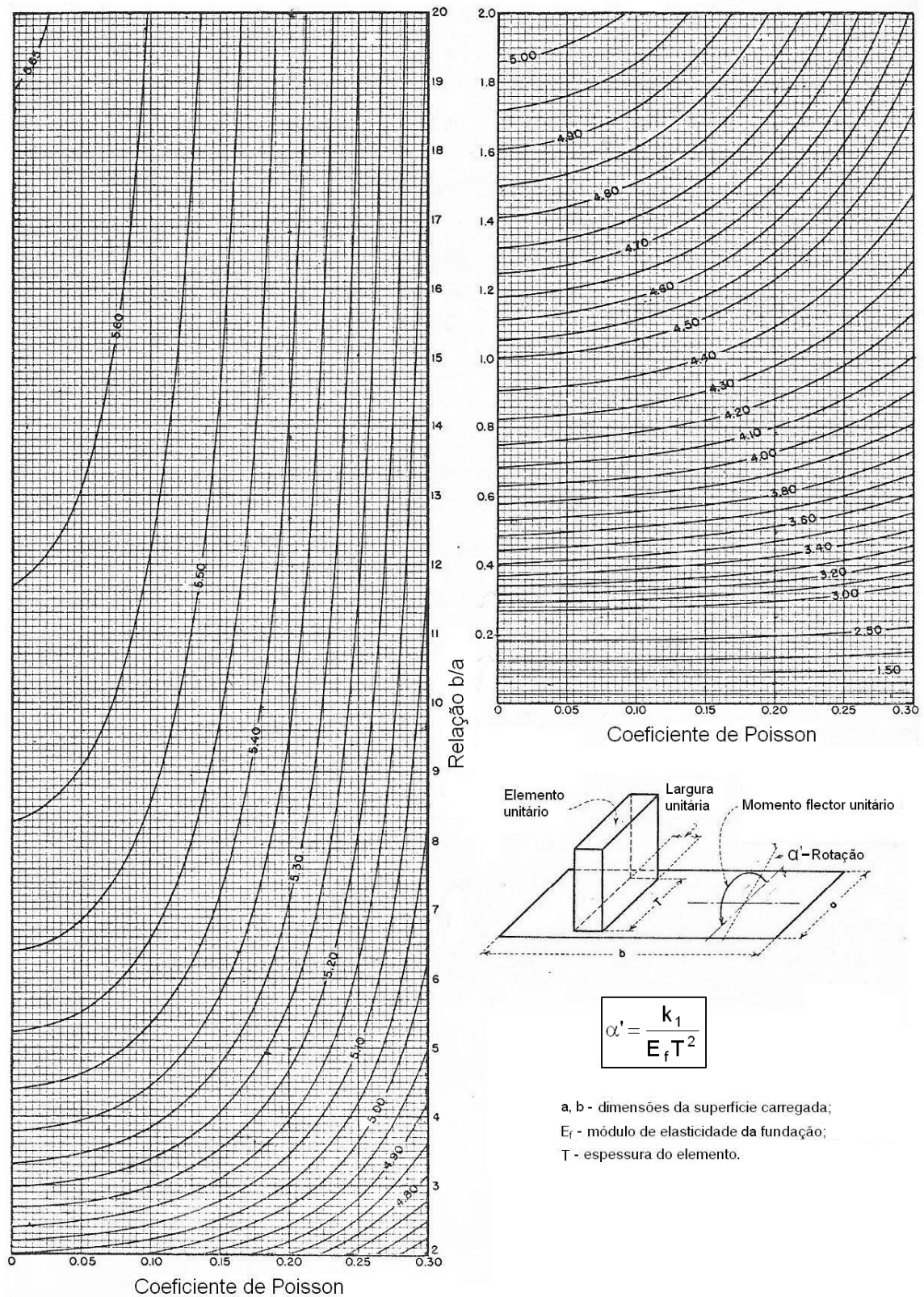


Figura 4.3 – Valores do coeficiente K_1 em função do coeficiente de Poisson (ν) e da relação b/a , para cálculo da rotação normal à superfície de contacto com a fundação (α') quando sujeito a um momento flector unitário (adaptado de USBR, 1938)

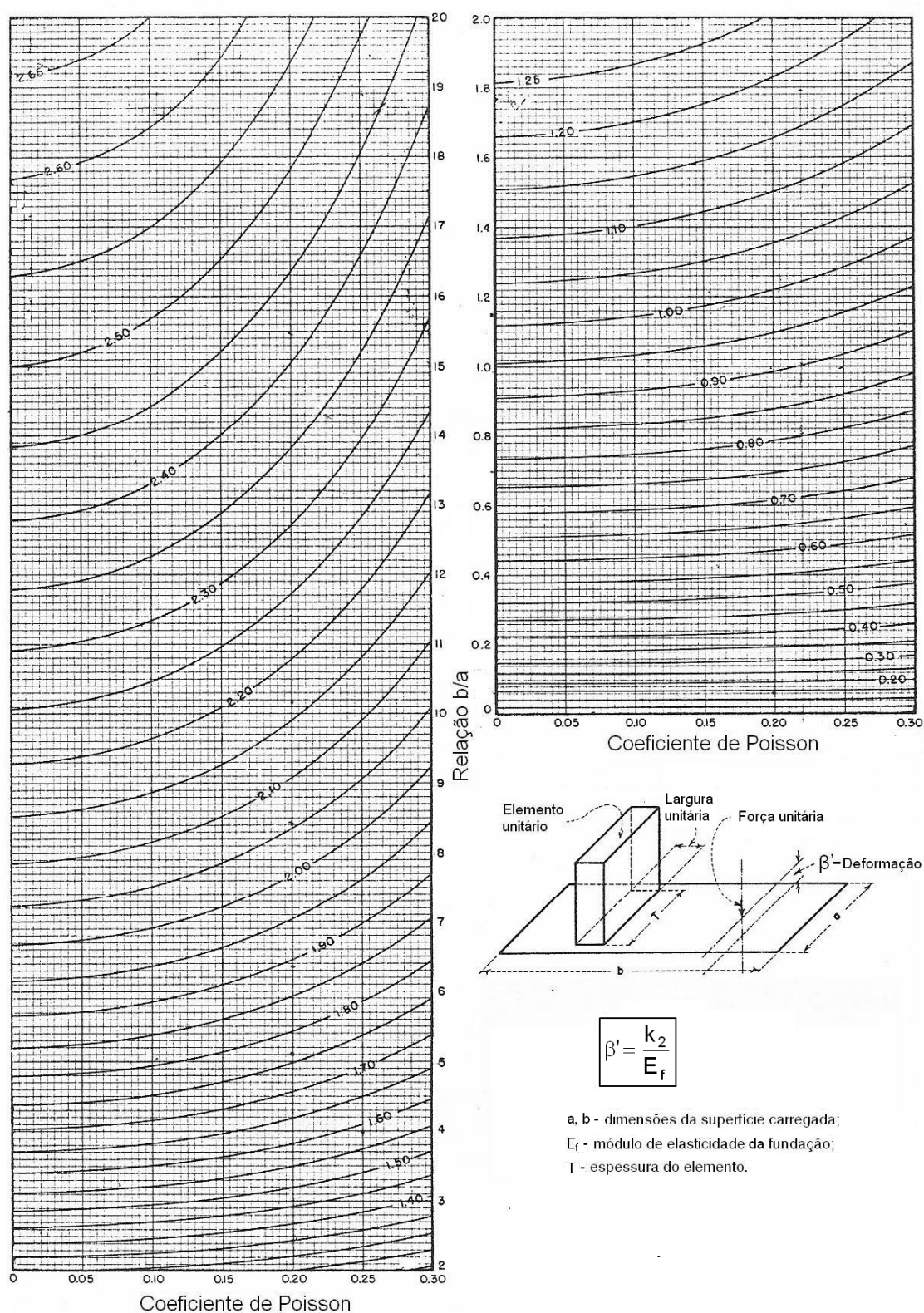
Deformabilidade da fundação - Valores do coeficiente k_2 

Figura 4.4 – Valores do coeficiente K_2 em função do coeficiente de Poisson (ν) e da relação b/a , para cálculo da deformação normal à superfície de contacto com a fundação (β') quando sujeito a uma força unitária normal a esta superfície (adaptado de USBR, 1938)

Deformabilidade da fundação - Valores do coeficiente k_3

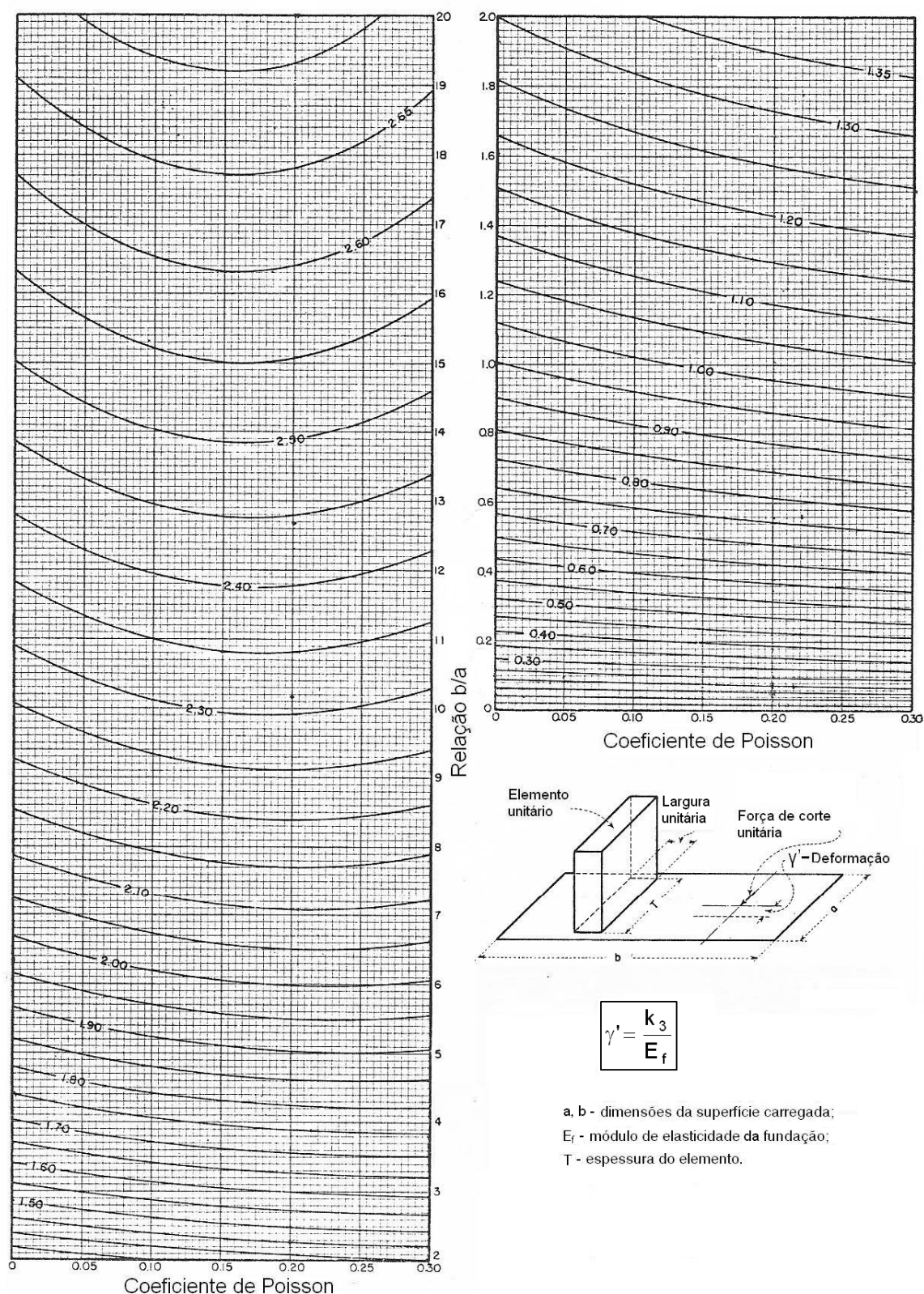


Figura 4.5 – Valores do coeficiente K_3 em função do coeficiente de Poisson (ν) e da relação b/a , para cálculo da deformação no plano da superfície de contacto com a fundação (γ') quando sujeito a uma força de corte unitária (adaptado de USBR, 1938)

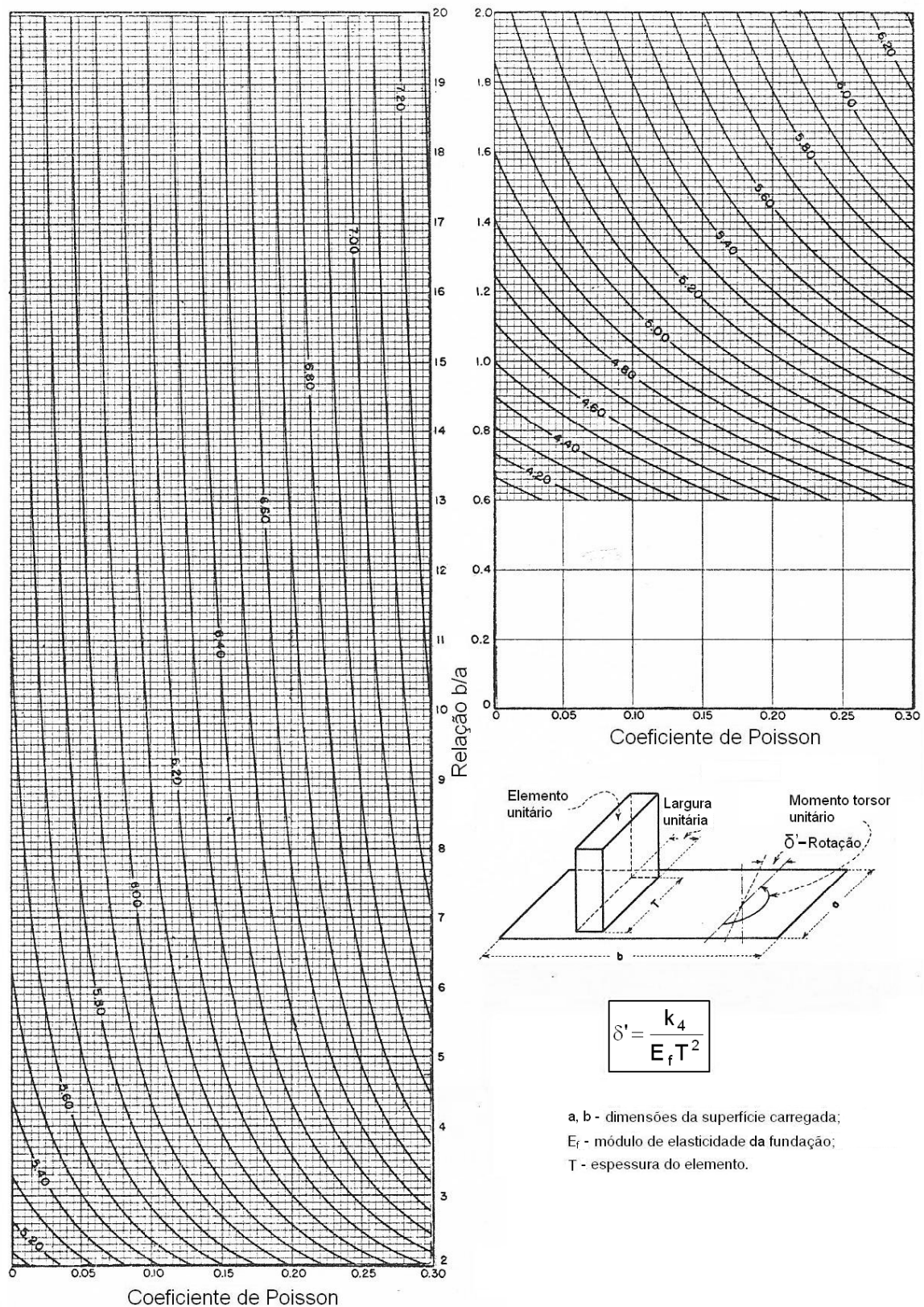
Deformabilidade da fundação - Valores do coeficiente k_4 

Figura 4.6 – Valores do coeficiente K_4 em função do coeficiente de Poisson (ν) e da relação b/a , para cálculo da rotação no plano da superfície de contacto com a fundação (δ') quando sujeito a um momento torsor unitário (adaptado de USBR, 1938)

Deformabilidade da fundação - Valores do coeficiente k_5

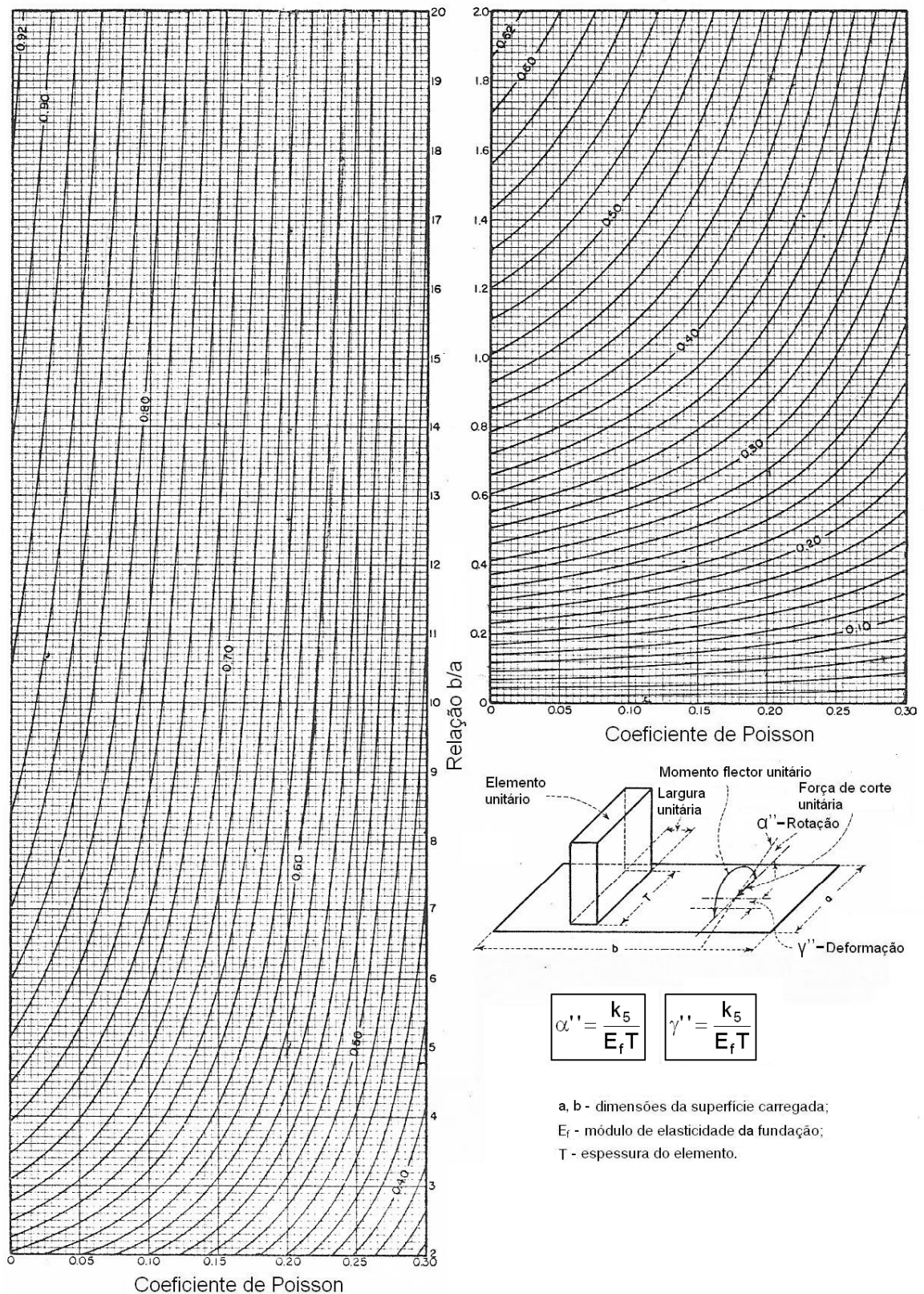


Figura 4.7 – Valores do coeficiente K_5 em função do coeficiente de Poisson (ν) e da relação b/a , para cálculo da rotação normal à superfície de contacto com a fundação (α'') quando sujeito a uma força de corte unitário e da deformação no plano da superfície de contacto com a fundação (γ'') quando sujeito a um momento flector unitário (adaptado de USBR, 1938)

Em regra, os valores dos parâmetros k_i que permitem o cálculo dos coeficientes de Vogt são obtidos manualmente a partir dos ábacos das Figuras 4.3 a 4.7, em função do coeficiente de Poisson do maciço de fundação e das dimensões do rectângulo equivalente à superfície de inserção.

No presente trabalho, pretendendo-se estudar formas para as barragens abóbada, considerou-se vantajoso automatizar o processo de cálculo dos coeficientes de Vogt. Para tal foram tabelados os valores de k_i ($i=1,\dots,5$) nos nós de uma malha regular dos referidos ábacos e, com base em funções de interpolação do tipo das usadas no MEF, podem obter-se os correspondentes valores em qualquer ponto. Na Figura 4.8 representa-se um elemento rectangular do ábaco, com quatro nós e dimensões L_x e L_y dos lados.

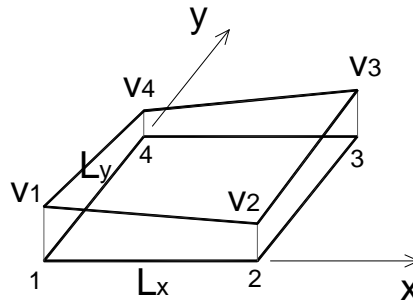


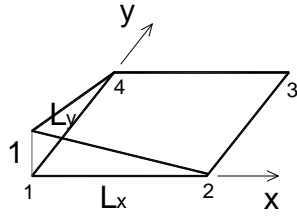
Figura 4.8 – Discretização dos ábacos em elementos rectangulares.

Os valores nodais v_i correspondem aos obtidos no ábaco. O valor $v(x,y)$, no ponto de coordenadas x,y , é obtido considerando as funções de forma $N_i(x, y)$,

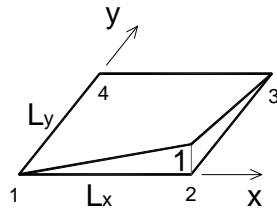
$$v(x, y) = \sum_{i=1}^4 v_i N_i(x, y) = v_1 N_1(x, y) + v_2 N_2(x, y) + v_3 N_3(x, y) + v_4 N_4(x, y) \quad (4.8)$$

assumindo a função N_i um valor unitário no nó i e um valor nulo nos restantes nós (Quadro 4.1).

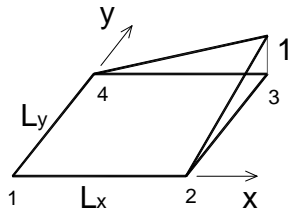
Quadro 4.1 – Gráficos das funções $N_i(x,y)$ e respectivas funções para um elemento do ábaco de dimensões L_x e L_y .



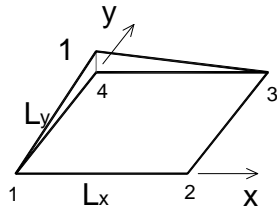
$$N_1(x,y) = \frac{(x-L_x)(y-L_y)}{L_x L_y}$$



$$N_2(x,y) = \frac{-x(y-L_y)}{L_x L_y}$$



$$N_3(x,y) = \frac{xy}{L_x L_y}$$



$$N_4(x,y) = \frac{-y(x-L_x)}{L_x L_y}$$

Capítulo 5

CRITÉRIOS DE DEFINIÇÃO DE FORMAS

5.1 Introdução

Neste capítulo são apresentados e discutidos os critérios e métodos de definição de formas de barragens abóbada.

A obtenção da forma final de uma barragem abóbada envolve, em geral, um processo iterativo. Parte-se de uma configuração inicial, em regra conseguida por meio de critérios simples, faz-se a análise estrutural e apreciam-se os respectivos resultados, normalmente em termos de tensões. Prossegue-se por meio de sucessivos refinamentos geométricos, até se obterem os resultados desejados. Este processo pode ser automatizado, utilizando algoritmos de optimização.

No presente trabalho fez-se uma pesquisa bibliográfica dos critérios simplificados de definição de formas de barragens abóbada e propõem-se alguns ajustes e melhorias desses critérios. Em termos gerais, as propostas apresentadas permitem já a obtenção de formas interessantes como solução final. No entanto, podem também ser consideradas como um bom ponto de partida para um processo de optimização automático de formas, com o qual se poderá obter uma melhoria adicional dessas formas.

O ponto de partida do estudo assentou no método proposto pelo “*United States Bureau of Reclamation*” [USBR, 1977; USACE, 1994], sendo a definição de formas realizada com arcos circulares de espessura constante. De seguida apresenta-se um ajuste deste método, no sentido do aumento da espessura dos arcos, pois concluiu-se que estruturas obtidas eram demasiado esbeltas. Por fim propõe-se um método de definição de formas utilizando arcos parabólicos, partindo da experiência das últimas décadas da engenharia portuguesa de barragens de betão.

Os métodos referidos foram aplicados a casos de estudo. Os resultados obtidos nestas aplicações permitiram, para além da discussão da adequabilidade dos métodos, a formulação das referidas propostas para a sua melhoria.

Como mencionado, na análise estrutural dos casos de estudo foi utilizado um programa de cálculo automático desenvolvido no LNEC, baseado num modelo de elementos finitos de casca espessa, elasticamente apoiado na fundação. Na representação das malhas foi utilizado o programa comercial GID, da UPC, que também permite, para além do pré e pós processamento gráfico de dados e resultados de programas de elementos finitos, a análise da qualidade das malhas de cálculo.

5.2 Apresentação dos casos de estudo

Os casos de estudo foram escolhidos de modo a representarem uma gama alargada de casos verosímeis. Considerou-se, em todos os casos, uma barragem de 80 m de altura, que corresponde a uma altura considerada média (deve referir-se que, para obras desta altura, as compressões máximas devidas ao peso próprio não condicionam o dimensionamento). Quanto à forma do vale, considerou-se uma configuração larga em V e uma forma combinada de V e U, mais estreita, que correspondem a geometrias comuns da natureza. Para o betão da barragem admitiu-se um módulo de elasticidade de 20 GPa e um coeficiente de Poisson de 0,2. Relativamente à fundação, considerou-se o caso de um maciço rochoso competente, com módulo de deformabilidade de 20 GPa, e o caso de um maciço rochoso deformável, com um módulo de deformabilidade de 4 GPa. Este último pretende contemplar a situação em que a deformabilidade da fundação tem influência significativa no comportamento da barragem [Rocha, 1965].

Estes casos são apresentados, de modo esquemático, na Figura 5.1 e no Quadro 5.1.

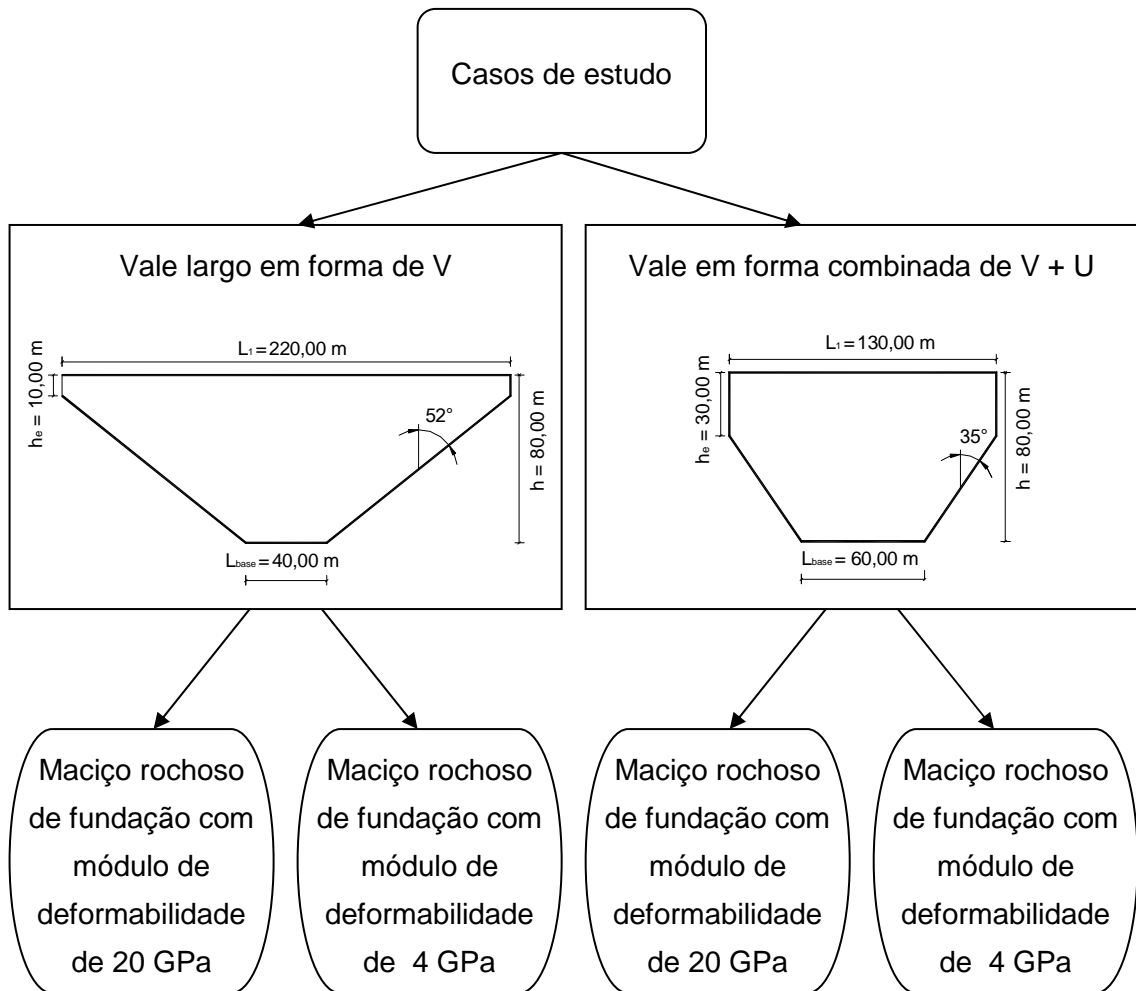


Figura 5.1 – Esquematização dos casos de estudo.

Quadro 5.1 – Classificação dos casos de estudo.

Classificação	Tipo de vale	Características da fundação	
Caso 1	Vale largo em forma de V	E=20 GPa	$\nu = 0,20$
Caso 2		E=4 GPa	
Caso 3	Vale em forma combinada V + U	E=20 GPa	
Caso 4		E=4 GPa	

Nos casos referentes ao vale largo em forma de V a relação corda/altura é de 2,75, ao passo que para o vale com configuração V+U essa relação baixa para 1,63.

5.3 Avaliação da qualidade das malhas de elementos finitos

Em regra utilizam-se quatro critérios para avaliação da qualidade das malhas de elementos finitos: i) critério do menor ângulo entre lados adjacentes dos elementos (valores pequenos dos ângulos correspondem a elementos mais distorcidos, gerando-se, em geral, piores resultados); ii) critério do maior ângulo entre lados adjacentes dos elementos, que também

permite quantificar a distorção dos elementos; iii) critério do volume dos elementos (quanto mais uniforme for melhores serão, em princípio, os resultados); e iv) critério da menor dimensão dos lados dos elementos, em que elementos com um lado menor em relação aos restantes são considerados piores.

O critério do menor ângulo é usado, em geral, para classificar malhas de elementos triangulares e tetraédricos, enquanto que o critério do maior ângulo é utilizado para qualificar quadriláteros e hexaedros.

Quando o acréscimo do número de elementos não introduz uma melhoria significativa dos resultados não tem interesse aumentar o número de elementos, isso apenas torna a resolução do problema mais morosa. No cálculo estrutural de barragens abóbada são consideradas, em geral, malhas tridimensionais de elementos do tipo cubo, com lados de dimensões compreendidas entre 6 m e 12 m.

A malha de cálculo considerada para a barragem implantada no vale largo em forma de V (Figura 5.2) tem 590 pontos nodais para 86 elementos finitos volumétricos de casca espessa.

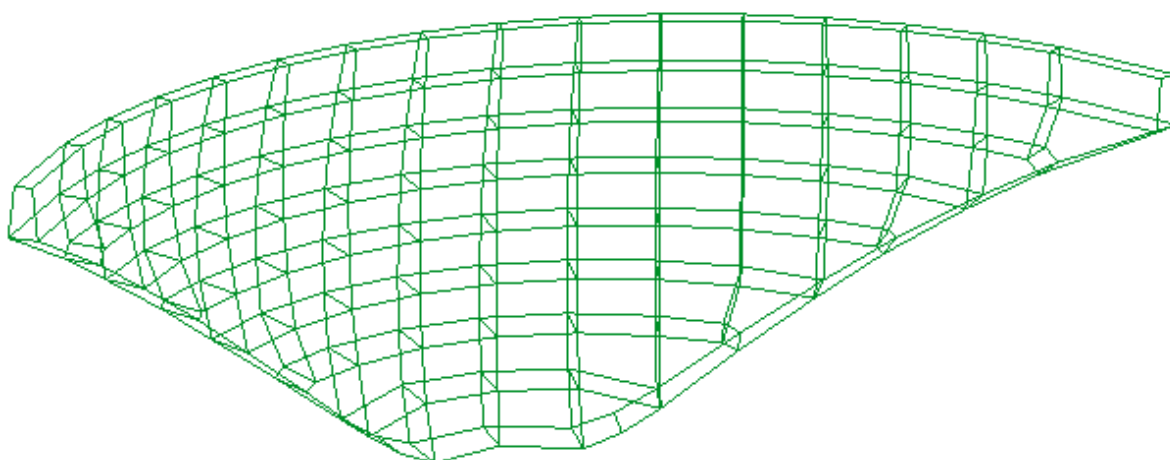


Figura 5.2 – Perspectiva da malha de elementos finitos da barragem implantada no vale largo em forma de V.

A qualidade da malha gerada, utilizando o critério do maior ângulo (Figura 5.3), pode ser considerada boa, visto que, embora o máximo ângulo interno varie entre 97° e 172° , 88% dos elementos têm um valor de máximo ângulo interno inferior a 120° .

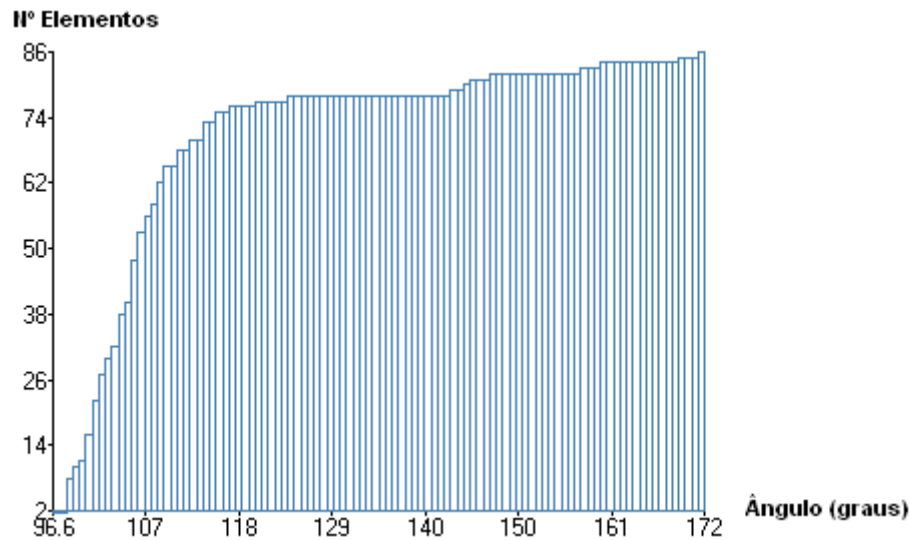


Figura 5.3 – Qualidade da malha de elementos finitos da barragem implantada no vale largo em forma de V (valores cumulativos do número de elementos finitos em função do máximo ângulo interno).

Para a barragem implantada no vale com forma combinada de V + U foi considerada uma malha (Figura 5.4) com 730 pontos nodais para 108 elementos finitos volumétricos de casca espessa.

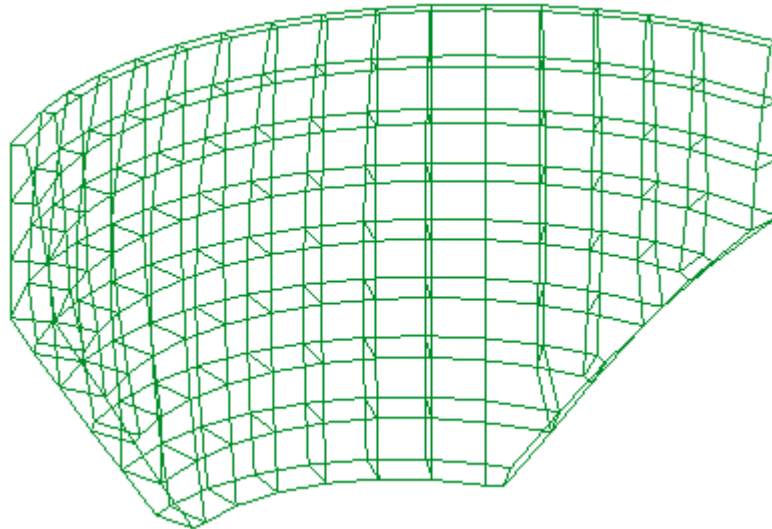


Figura 5.4 – Perspectiva da malha de elementos finitos da barragem implantada no vale em forma combinada de V + U.

A qualidade da malha gerada, utilizando o critério do maior ângulo (Figura 5.5), pode ser considerada boa, visto que, embora o máximo ângulo interno varie entre 95° e 155°, 91% dos elementos têm um valor de máximo ângulo interno inferior a 113°.

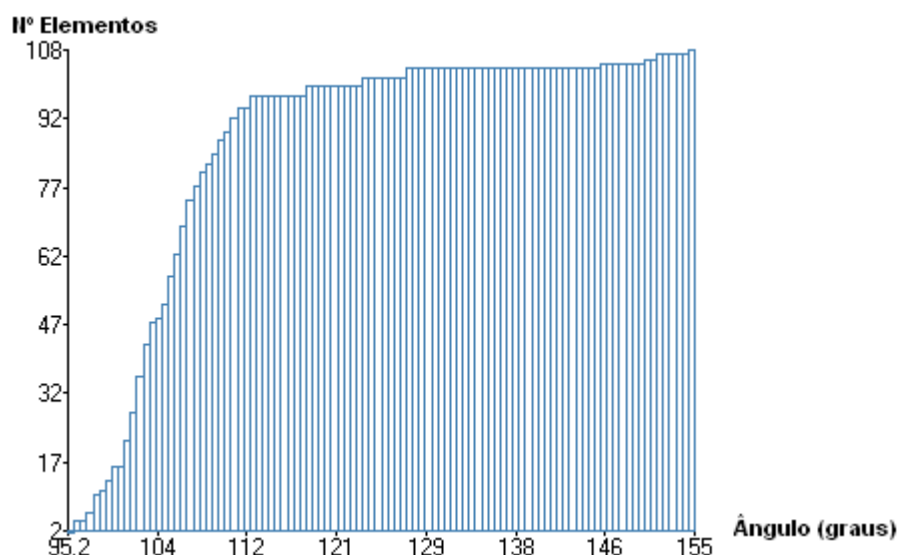


Figura 5.5 – Qualidade da malha de elementos finitos da barragem implantada no vale em forma combinada de V + U (valores cumulativos do número de elementos finitos em função do máximo ângulo interno).

5.4 Definição de formas com arcos circulares

5.3.1 Método do USBR

5.3.1.1 Descrição do método

Como já foi referido, a obtenção de uma forma aceitável para uma barragem abóbada requer diversas iterações durante a fase de projecto, até se conseguir a mais adequada. No entanto, o início deste processo iterativo requer a escolha de uma forma de partida, em regra obtida a partir de alguns parâmetros geométricos da forma do vale.

A forma inicial pode ser obtida considerando as relações empíricas propostas pelo USBR, as quais foram estabelecidas a partir das dimensões de um conjunto grande de barragens existentes. O método considera a barragem simétrica, definida com arcos circulares de espessura constante, sendo a consola central de espessura variável. Os parâmetros geométricos envolvidos são a altura total, h , a corda à cota do coroamento, L_1 , e a corda a uma cota de $0,15h$ acima da base, L_2 (Figura 5.6). As variáveis h , L_1 e L_2 são definidas a partir dos estudos hidrológicos, topográficos e geológicos-geotécnicos.

Começa-se por obter o raio de curvatura do coroamento, a montante, $R_{cor,mont}$, a partir da corda L_1 a esse nível,

$$R_{cor,mont} = 0,6 L_1 \quad (5.1)$$

Atendendo à expressão (3.2), a relação (5.1) corresponde à consideração de um ângulo ao centro de 113 graus, o que está de acordo com os critérios antes definidos.

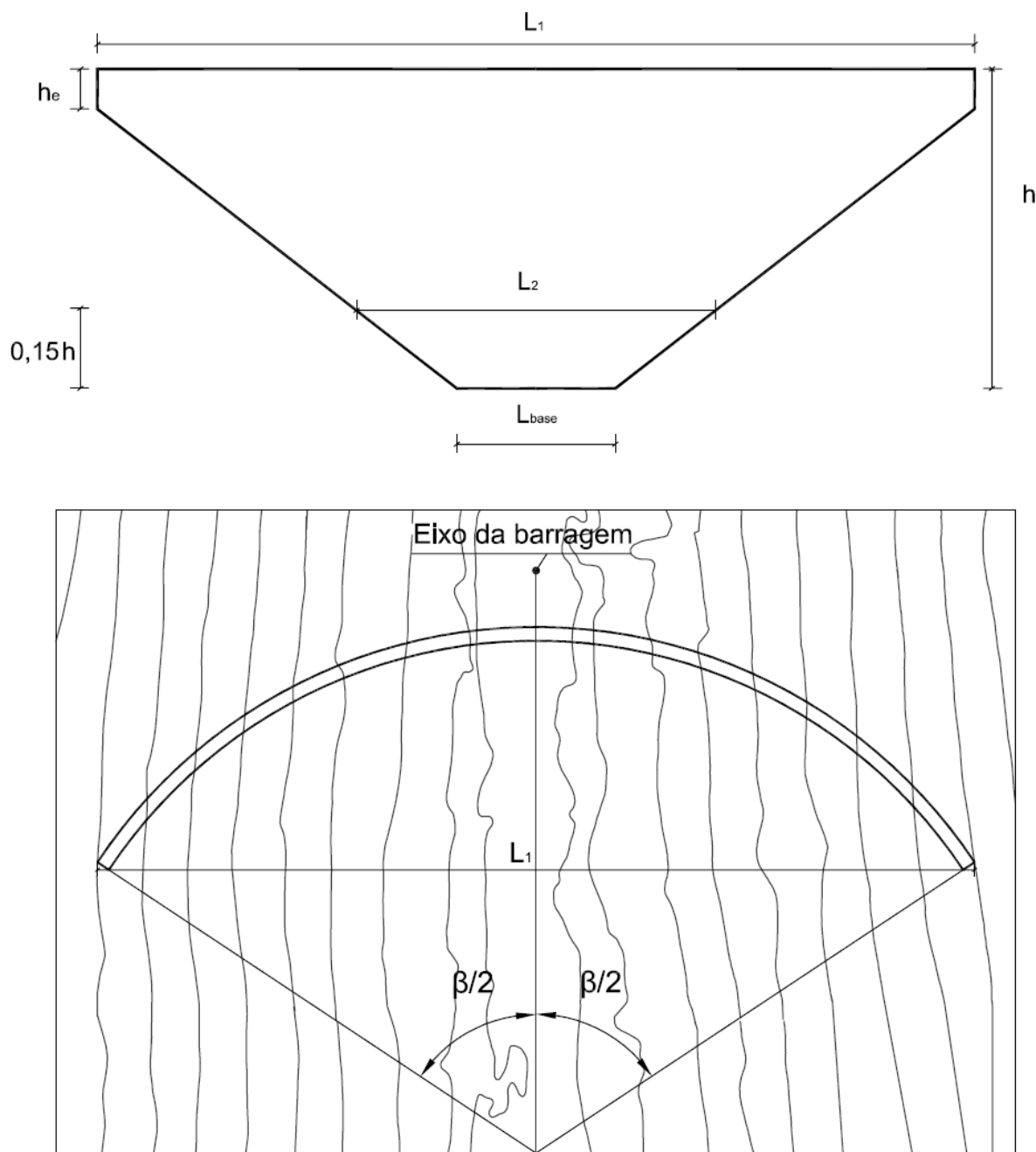


Figura 5.6 – Grandezas geométricas utilizadas na definição de formas com arcos circulares. Alçado esquemático e planta do arco do coroamento.

A consola central situa-se na intersecção com o plano vertical que contém o eixo da barragem. A definição da forma da consola central é apresentada na Figura 5.7 e no Quadro 5.2. A geometria desta consola condiciona as formas de toda a barragem e, consequentemente, a distribuição e magnitude das tensões.

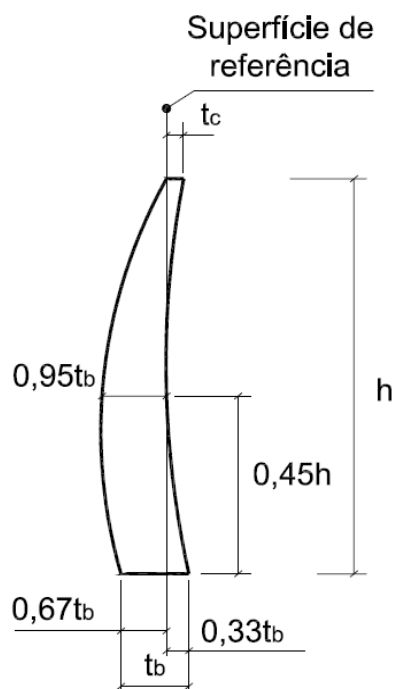


Figura 5.7 – Definição de formas do USBR com arcos circulares. Geometria da consola central.

Quadro 5.2 – Definição geométrica da consola central (método do USBR)

Espessura no coroamento	$t_c = 0,1 (h + 1,2 L_1)$
Espessura na base	$t_b = \sqrt[3]{0,0012 h L_1 L_2 \left(\frac{h}{400}\right)^{\frac{h}{400}}}$
Espessura a 0,45h	$t_{0,45h} = 0,95 t_b$
Distância entre a superfície de referência e o paramento de montante, no coroamento	0,00
Distância entre a superfície de referência e o paramento de montante, na base	$0,67 t_b$
Distância entre a superfície de referência e o paramento de montante, a 0,45h	$0,95 t_b$
Distância entre a superfície de referência e o paramento de jusante, no coroamento	t_c
Distância entre a superfície de referência e o paramento de jusante, na base	$0,33 t_b$
Distância entre a superfície de referência e o paramento de jusante, a 0,45h	0,00

O paramento de jusante do arco do coroamento é definido por um raio igual ao raio do paramento de montante subtraído da espessura do coroamento, t_c .

Segue-se a definição dos arcos de montante e jusante a diferentes cotas. Devem ser desenhados um mínimo de cerca de 8 arcos, com espaçamentos verticais idênticos, compreendidos entre 6 m e 30 m. O arco mais baixo deve estar entre 0,15h e 0,20h acima da base.

Começando pelo paramento de montante do arco à cota escolhida imediatamente abaixo da cota do coroamento, este é definido de acordo com o seguinte processo:

i) Na consola central (Figura 5.8) determina-se a distância horizontal d_1^H , entre a superfície de referência e a face de montante, sendo d_1^V a distância vertical entre o coroamento e o arco em causa;

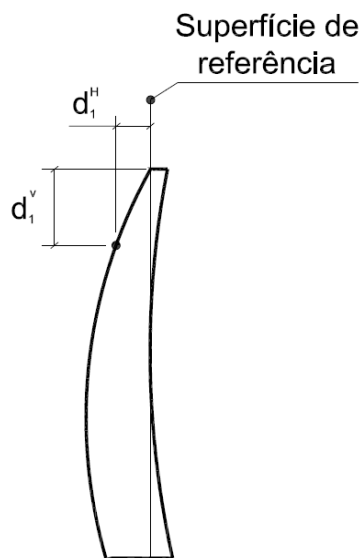


Figura 5.8 – Definição de formas com arcos circulares. Distância, na horizontal, entre a superfície de referência e a face de montante da consola central.

ii) A distância d_1^H é marcada, em planta, no eixo da barragem (Figura 5.9);

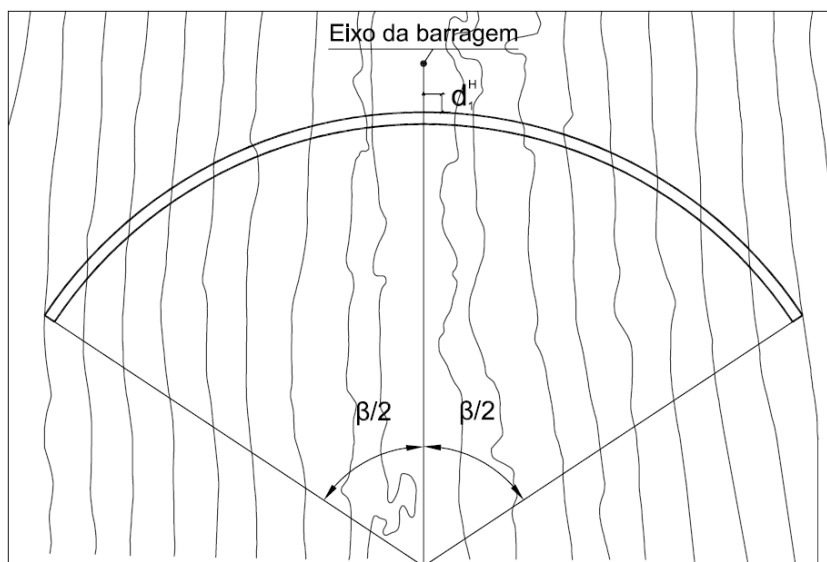


Figura 5.9 – Definição de formas com arcos circulares. Indicação do ponto no plano de referência.

iii) Desenha-se um arco que passe por três pontos (Figura 5.10), dois deles simétricos, resultantes da intersecção da curva de nível do terreno escavado à cota em causa com o paramento de montante do arco do coroamento, sendo o outro o ponto referido em ii).

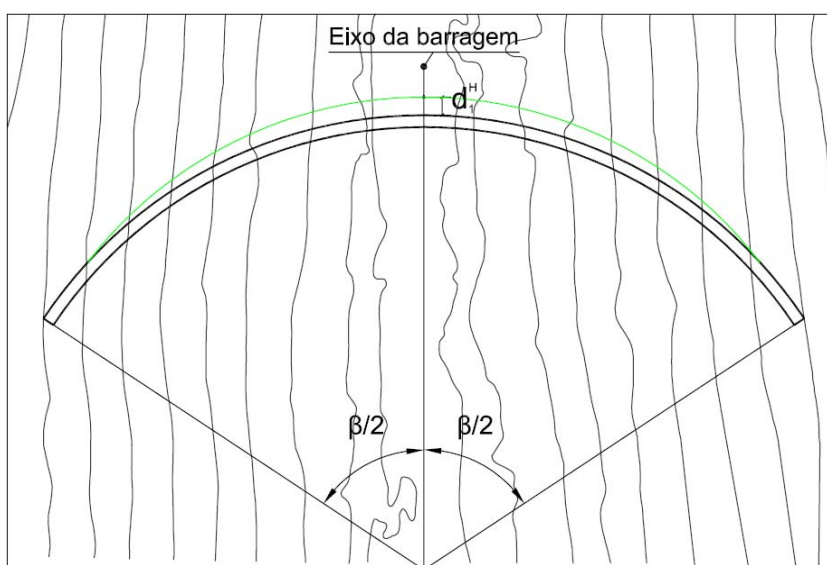


Figura 5.10 – Definição de formas com arcos circulares. Traçado do limite de montante dos arcos.

Para representar o paramento de jusante do arco considera-se o centro correspondente ao paramento de montante, sendo o raio igual ao raio deste subtraído da espessura da consola central à cota em causa (Figura 5.11).

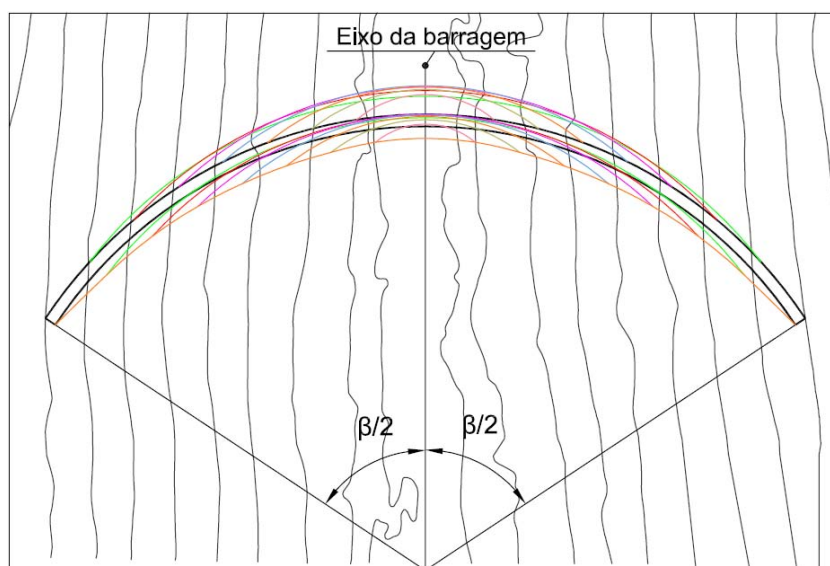


Figura 5.11 – Definição de formas com arcos circulares. Planta dos arcos para o caso de estudo relativo ao vale largo em forma de V.

O processo descrito está dividido em quatro etapas sequenciais: i) definição da cota do coroamento e do perfil de inserção da barragem na fundação; ii) definição do arco do coroamento; iii) definição da consola central; e iv) definição dos restantes arcos, de cima para baixo.

5.3.1.2 Aplicação aos casos de estudo

Aplicando o método de definição de formas acabado de descrever, obtiveram-se soluções estruturais com as características que constam do Quadro 5.3.

Quadro 5.3 – Características das soluções estruturais definidas pelo método do USBR.

	Vale largo em forma de V	Vale em forma combinada de V+U
Espessura da consola central no coroamento	3,44 m	2,40 m
Espessura da consola central na base	10,26 m	8,29 m
Espessura máxima nos rins	10,52 m	8,90 m
Volume de betão	95630 m ³	67900 m ³

Na análise estrutural dos casos de estudo foram consideradas, como referido, as acções condicionantes do dimensionamento, nomeadamente o peso próprio e a pressão hidrostática.

O peso próprio do betão foi representado por forças mássicas verticais ($\gamma_c=24 \text{ kN/m}^3$) e a acção da água, para o nível da albufeira à cota do coroamento, pela pressão hidrostática sobre o paramento de montante da barragem ($\gamma_w=10 \text{ kN/m}^3$).

Na Figura 5.12 representam-se as tensões principais nos paramentos da barragem para o caso 1. O estado de tensão é predominantemente de compressão, excepto no trecho inferior do paramento de montante, em que se verificam tensões de tracção. As tensões de compressão têm valores máximos de cerca de 5 MPa no fecho dos arcos, a montante, e nos rins, a jusante, normalmente à inserção. As tensões de tracção são verticais, ocorrem na base dos blocos centrais e têm valores máximos de cerca de 2 MPa.

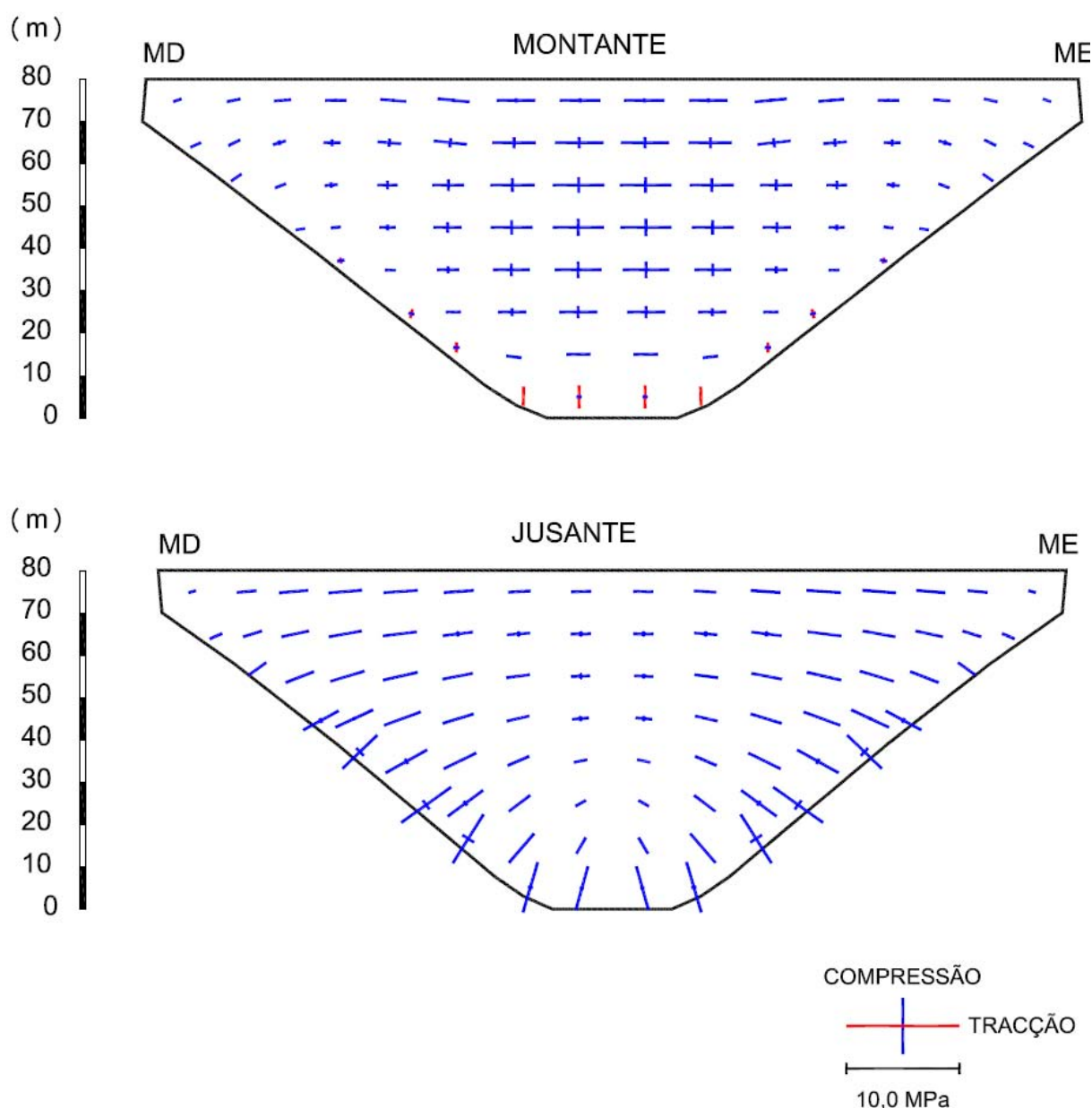


Figura 5.12 – Definição de formas com arcos circulares (método do USBR). Tensões principais nos paramentos da barragem, calculadas para o caso 1, devidas ao peso próprio e à pressão hidrostática (h=80,0 m).

Na Figura 5.13 representam-se as tensões principais nos paramentos da barragem para o caso 2. O estado de tensão é predominantemente de compressão, excepto no trecho inferior dos paramentos de montante e de jusante, em que se verificam tensões de tracção. As tensões de compressão têm valores máximos de cerca de 5 MPa no fecho dos arcos, a montante, e nos rins, a jusante, normalmente à inserção. As tensões de tracção ocorrem na base dos blocos centrais e têm valores máximos de cerca de 0,3 MPa, a montante, e de cerca de 1,5 MPa, a jusante.

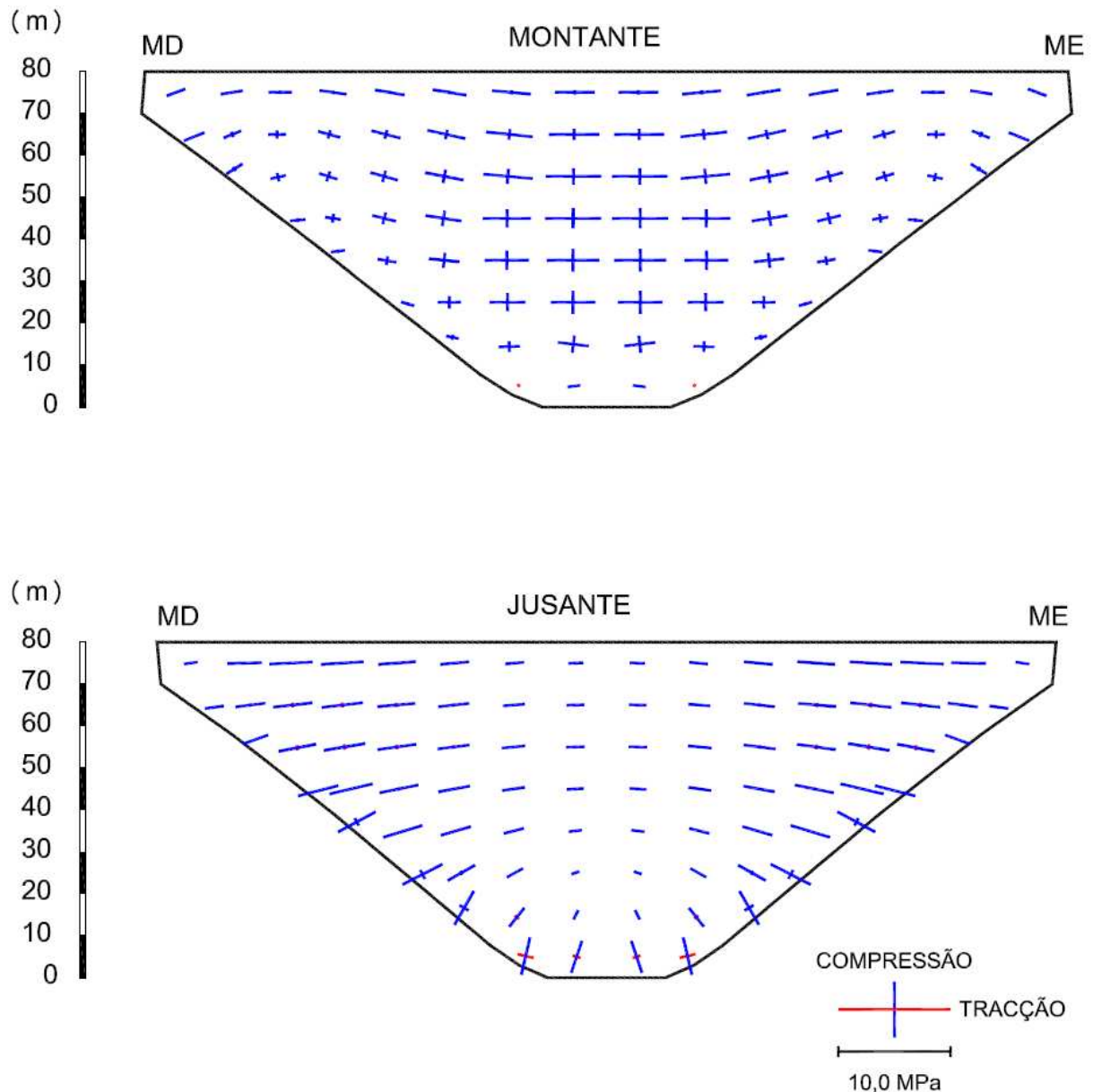


Figura 5.13 – Definição de formas com arcos circulares (método do USBR). Tensões principais nos paramentos da barragem, calculadas para o caso 2, devidas ao peso próprio e à pressão hidrostática ($h=80,0$ m).

Na Figura 5.14 representam-se as tensões principais nos paramentos da barragem para o caso 3. O estado de tensão é predominantemente de compressão, excepto no trecho inferior do paramento de montante e na zona inferior do fecho dos arcos do paramento de jusante,

em que se verificam tensões de tracção. As tensões de compressão têm valores máximos de cerca de 4 MPa no fecho dos arcos, a montante, e nos rins, a jusante, normalmente à inserção. As tensões de tracção no paramento de montante são verticais, ocorrem na base dos blocos centrais e têm máximos de cerca de 1,3 MPa, e as tensões de tracção no paramento de jusante têm máximos de cerca de 0,6 MPa.

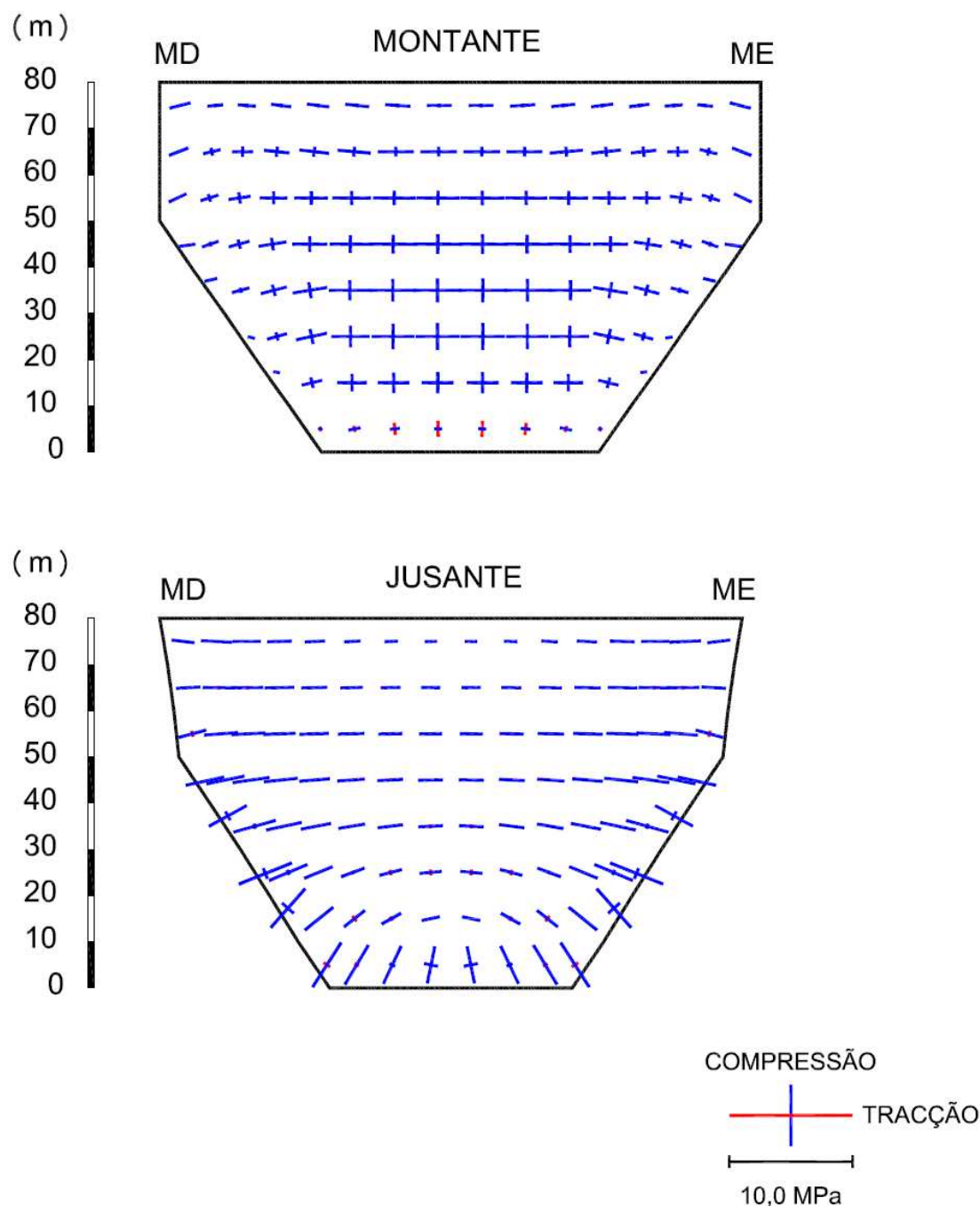


Figura 5.14 – Definição de formas com arcos circulares (método do USBR). Tensões principais nos paramentos da barragem, calculadas para o caso 3, devidas ao peso próprio e à pressão hidrostática ($h=80,0$ m).

Na Figura 5.15 representam-se as tensões principais nos paramentos da barragem para o caso 4. O estado de tensão é predominantemente de compressão, excepto ao longo da

inserção da abóbada, nos paramentos de montante e de jusante, em que se verificam tensões de tracção. As tensões de compressão têm valores máximos de cerca de 4 MPa. As tensões de tracção no paramento de montante têm máximos de cerca de 1,2 MPa, e as tensões de tracção no paramento de jusante têm máximos de cerca de 3,1 MPa.

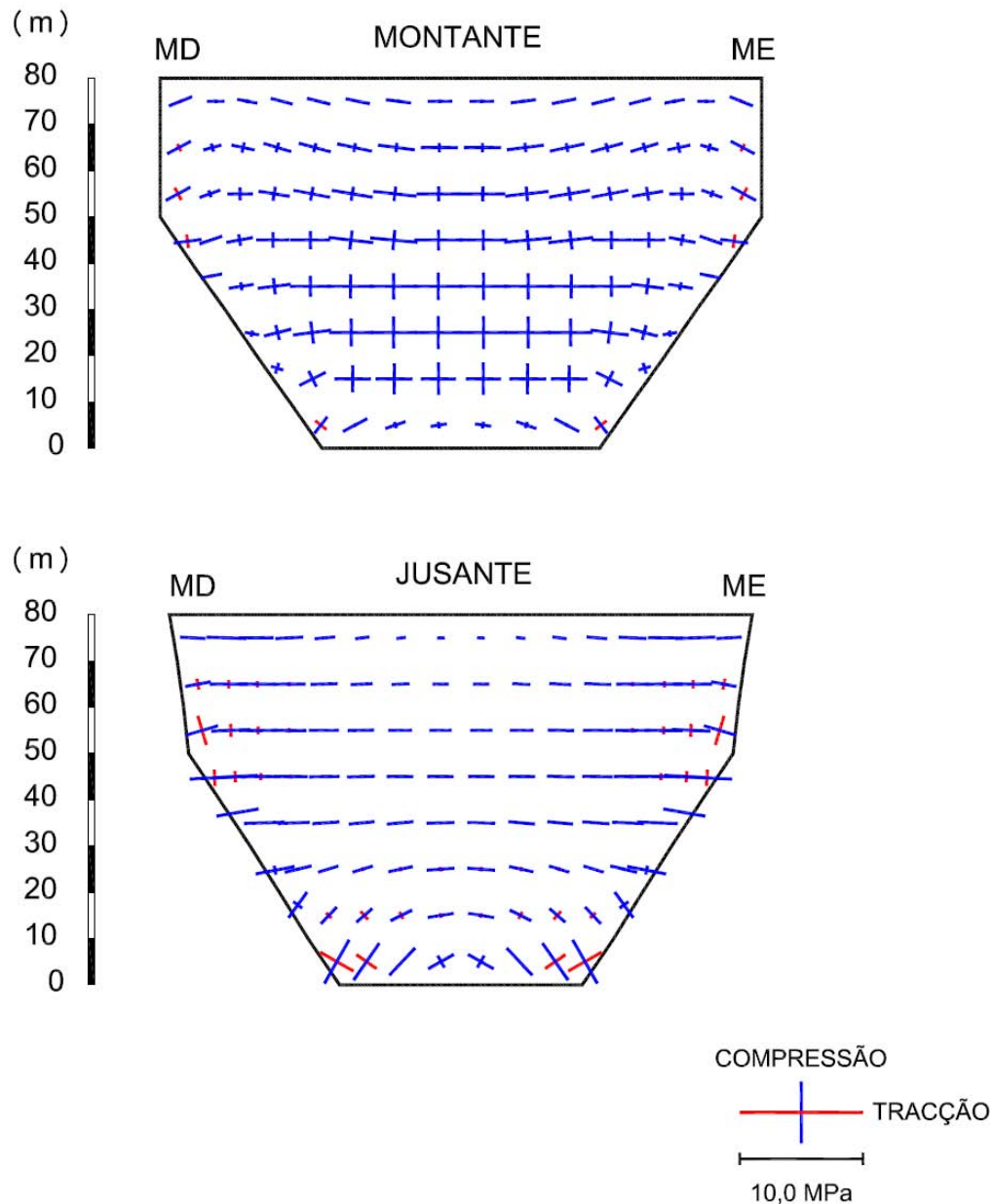


Figura 5.15 – Definição de formas com arcos circulares (método do USBR). Tensões principais nos paramentos da barragem, calculadas para o caso 4, devidas ao peso próprio e à pressão hidrostática ($h=80,0$ m).

5.3.2 Adaptação do método do U.S.B.R.

5.3.2.1 Adaptação considerada

As tensões calculadas com as formas obtidas pelo método do U.S.B.R. mostram que as estruturas obtidas são excessivamente esbeltas, considerando que não são admitidas tensões de tracção, em qualquer dos paramentos, superiores a 0,5 MPa. Assim, sugerem-se algumas adaptações ao método do USBR, que se apresentam de seguida.

As adaptações reflectem-se na geometria da consola central (Figura 5.16) que, por sua vez, influencia a forma de toda a barragem e, conseqüentemente, a distribuição e magnitude das tensões. As alterações propostas, que se apresentam na Figura 5.16 e no Quadro 5.4, ajustam a definição da forma da consola central.

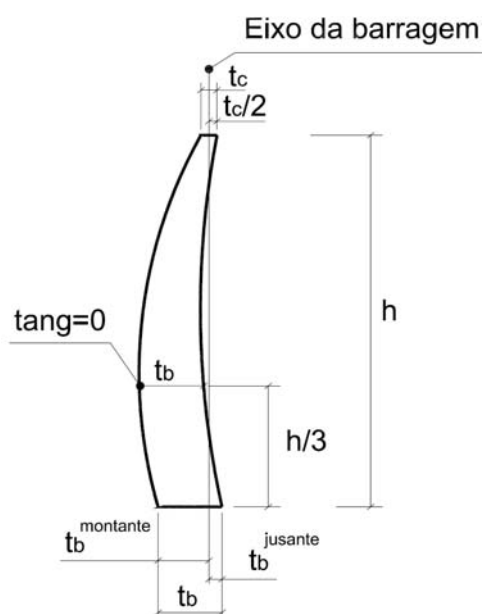


Figura 5.16 – Método do USBR adaptado. Geometria da consola central.

Quadro 5.4 – Método do USBR adaptado. Definição geométrica da consola central.

Espessura no coroamento	$t_c = 0,115 (h + 1,2 L_1)$
Espessura na base	$t_b = 1,3 \times \sqrt[3]{0,0012 h L_1 L_2 \left(\frac{h}{400}\right)^{\frac{h}{400}}}$
Espessura a 0,33h	$t_{0,33h} = t_b$
Distância entre a superfície de referência e o paramento de montante, no coroamento	$\frac{t_c}{2}$
Distância entre a superfície de referência e o paramento de montante, na base	$t_b^{\text{montante}} = 0,80 t_b$
Distância entre a superfície de referência e o paramento de montante, a 0,33h	$t_b + \frac{t_c}{2}$
Distância entre a superfície de referência e o paramento de jusante, no coroamento	$\frac{t_c}{2}$
Distância entre a superfície de referência e o paramento de jusante, na base	$t_b^{\text{jusante}} = 0,20 t_b$
Distância entre a superfície de referência e o paramento de jusante, a 0,33h	$\frac{t_c}{2}$

Os restantes ajustamentos foram efectuados na definição dos arcos, deixando de ser de espessura constante, tendo-se, para tal, considerado uma alteração no procedimento descrito no ponto iii) do item 5.3.1.1, referente à representação dos paramentos de montante e de jusante.

Os dois pontos simétricos das nascentes dos arcos, a montante, considerados no método do USBR, resultavam da intersecção da curva de nível do terreno escavado à cota em causa com o paramento de montante do arco do coroamento. Agora passaram a resultar da intersecção da curva de nível do terreno escavado à cota em causa acrescida de $1/8 h$ com o paramento de montante do arco do coroamento.

O paramento de jusante dos arcos foi definido através de um “offset” de um paramento fictício de montante, obtido pelo procedimento anterior com um acréscimo de cota de $1/16 h$ em vez de $1/8 h$.

5.3.2.2 Aplicação aos casos de estudo

Aplicando o método de definição de formas acabado de descrever, obtiveram-se soluções estruturais com as características que constam do Quadro 5.5.

Quadro 5.5 – Características das soluções estruturais definidas pelo método do USBR adaptado.

	Vale largo em forma de V	Vale em forma combinada de V+U
Espessura da consola central no coroamento	4,00 m	2,70 m
Espessura da consola central na base	13,60 m	11,51 m
Espessura máxima nos rins	14,19 m	11,84 m
Volume de betão	125800 m ³	90200 m ³

Na figura 5.17 representam-se as tensões principais nos paramentos da barragem para o caso 1. O estado de tensão é predominantemente de compressão, excepto ao longo da inserção da abóbada, no paramento de montante, em que se verificam tensões de tracção. As tensões de compressão têm valores máximos de cerca de 4 MPa no fecho dos arcos, a montante, e ao longo da inserção da abóbada, a jusante, normalmente à inserção. As tensões de tracção têm máximos de cerca de 0,9 MPa.

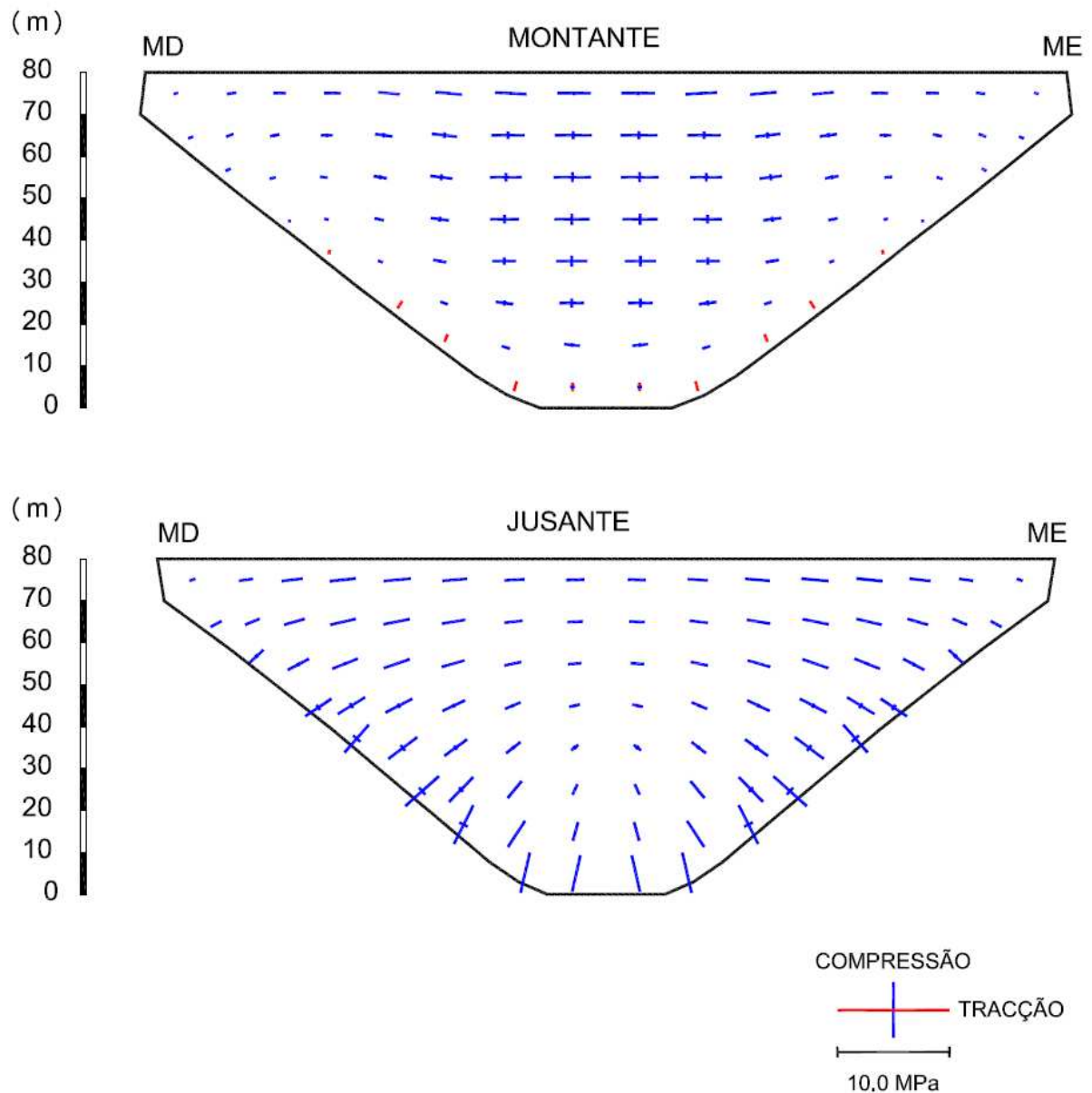


Figura 5.17 – Definição de formas com arcos circulares (método do USBR adaptado). Tensões principais nos paramentos da barragem, calculadas para o caso 1, devidas ao peso próprio e à pressão hidrostática ($h=80,0$ m).

Na Figura 5.18 representam-se as tensões principais nos paramentos da barragem para o caso 2. O estado de tensão é predominantemente de compressão, excepto no trecho inferior dos paramentos de montante e de jusante, em que se verificam tensões de tracção. As tensões de compressão têm valores máximos de cerca de 3,5 MPa no fecho dos arcos, a montante, e nos rins, a jusante, normalmente à inserção. As tensões de tracção têm máximos de cerca de 1,8 MPa.

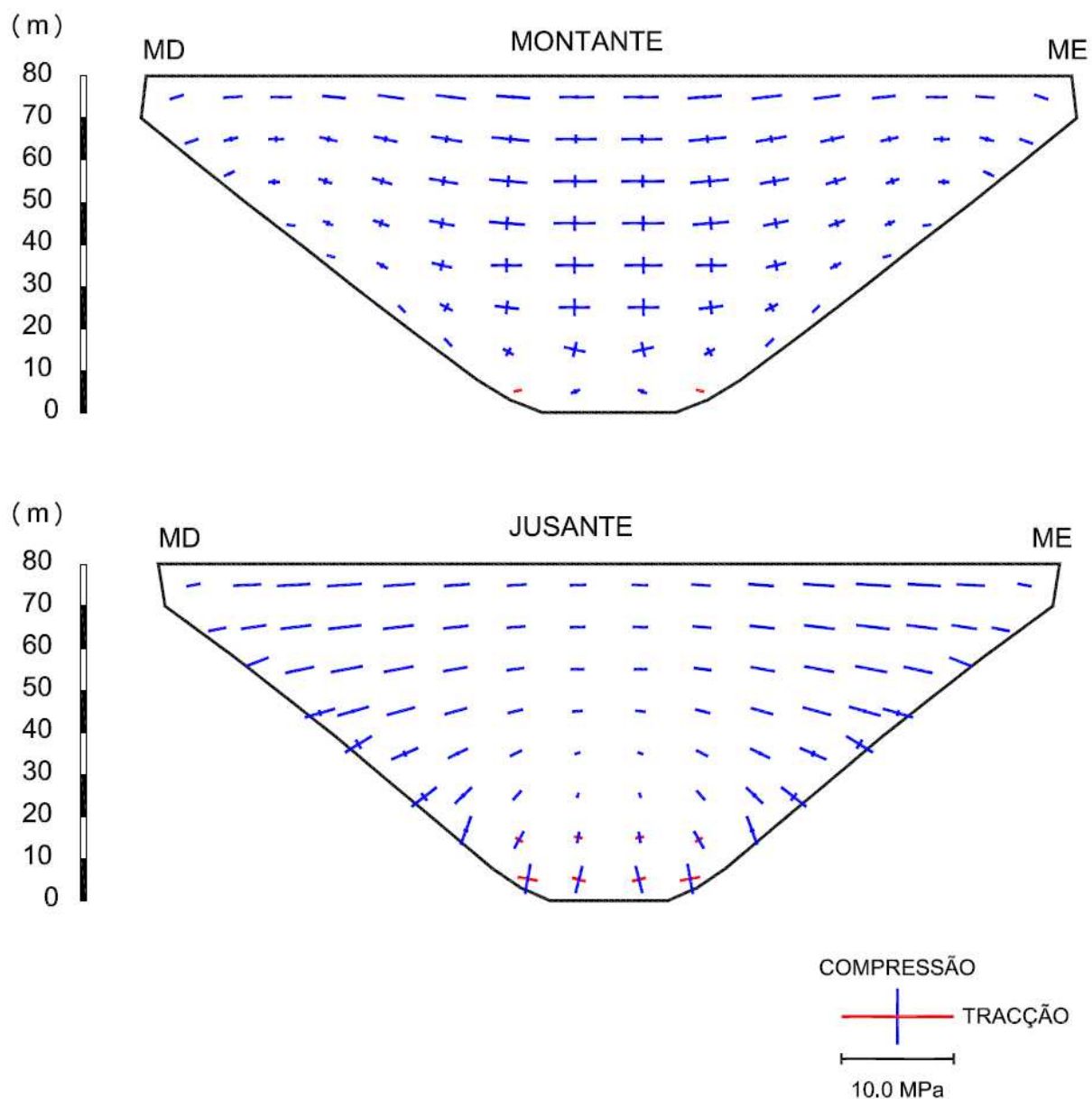


Figura 5.18 – Definição de formas com arcos circulares (método do USBR adaptado). Tensões principais nos paramentos da barragem, calculadas para o caso 2, devidas ao peso próprio e à pressão hidrostática ($h=80,0$ m).

Na Figura 5.19 representam-se as tensões principais nos paramentos da barragem para o caso 3. O estado de tensão é predominantemente de compressão, excepto no trecho inferior dos paramentos de montante e de jusante, em que se verificam tensões de tracção. As tensões de compressão têm valores máximos de cerca de 3,3 MPa no fecho dos arcos, a montante, e nos rins, a jusante, normalmente à inserção. As tensões de tracção têm máximos de cerca de 1,2 MPa.

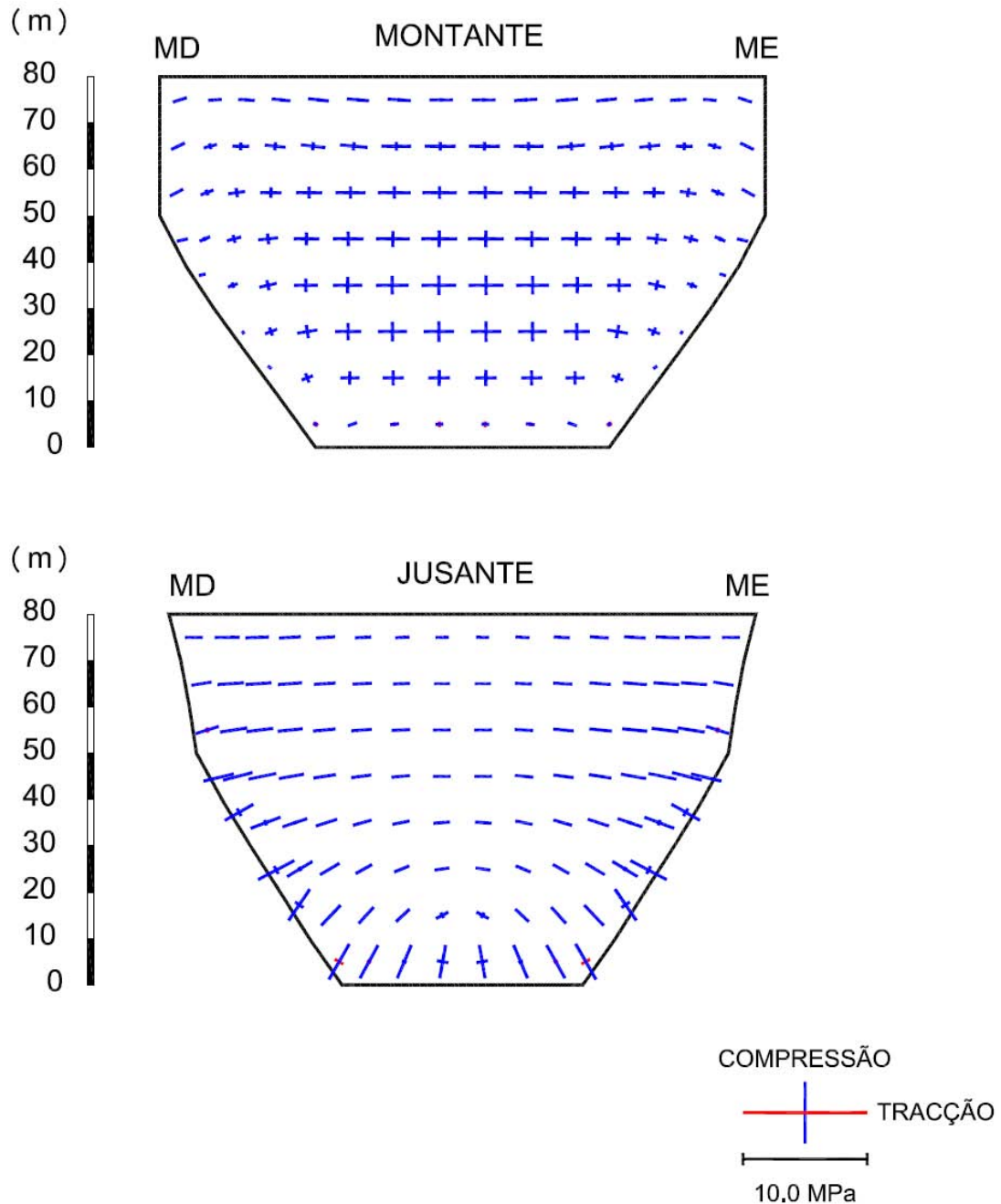


Figura 5.19 – Definição de formas com arcos circulares (método do USBR adaptado). Tensões principais nos paramentos da barragem, calculadas para o caso 3, devidas ao peso próprio e à pressão hidrostática ($h=80,0$ m).

Na Figura 5.20 representam-se as tensões principais nos paramentos da barragem para o caso 4. O estado de tensão é predominantemente de compressão, excepto ao longo da inserção da abóbada, nos paramentos de montante e de jusante, em que se verificam tensões de tracção. As tensões de compressão têm valores máximos de cerca de 3 MPa no fecho dos arcos, a montante, e nos rins, a jusante, normalmente à inserção. As tensões de tracção têm máximos de cerca de 2,9 MPa.

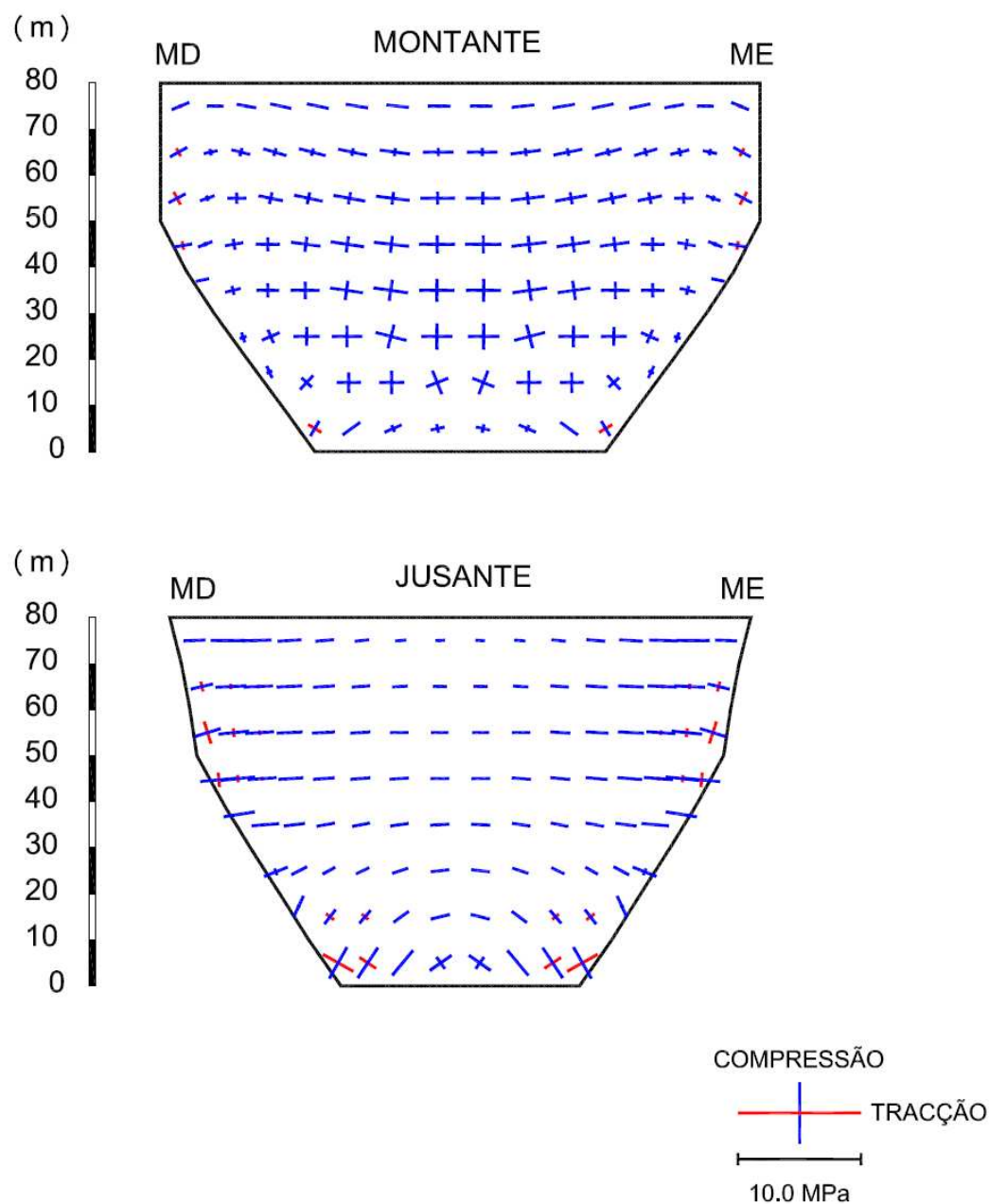


Figura 5.20 – Definição de formas com arcos circulares (método do USBR adaptado). Tensões principais nos paramentos da barragem, calculadas para o caso 4, devidas ao peso próprio e à pressão hidrostática ($h=80,0$ m).

5.5 Definição de formas com arcos parabólicos

5.4.1 Introdução

As equações obtidas no item anterior permitem a definição de formas com arcos circulares que conduzem a um bom desempenho estrutural. Pretende-se agora: i) melhorar estas formas com a passagem de arcos circulares para arcos parabólicos; e ii) obter funções polinomiais que definam a forma melhorada, aplicáveis a diversos tipos de vales.

O raio no fecho do arco do coroamento, a espessura do arco do coroamento e a espessura da base da consola central, mantêm-se os parâmetros geométricos de base para a definição geométrica da barragem. Após a realização de várias experiências, chegou-se à seguinte proposta para os seus valores,

$$R_0^C = 0,45 L_1 \quad (5.2)$$

$$e_0^C = 0,1 (h + 1,4 L_1) \quad (5.3)$$

$$e_0^B = 1,2 \times \sqrt[3]{0,0012 h L_1 L_2 \left(\frac{h}{400} \right)^{\frac{h}{400}}} \quad (5.4)$$

sendo h , L_1 e L_2 as grandezas referidas anteriormente.

5.4.2 Funções de definição das formas

A definição analítica da forma da barragem é feita em relação ao sistema de eixos cartesiano estabelecido na Figura 3.6.

As funções que definem analiticamente a espessura e a directriz vertical da consola central são semelhantes às consideradas anteriormente, mas com os ajustamentos representados na Figura 5.21.

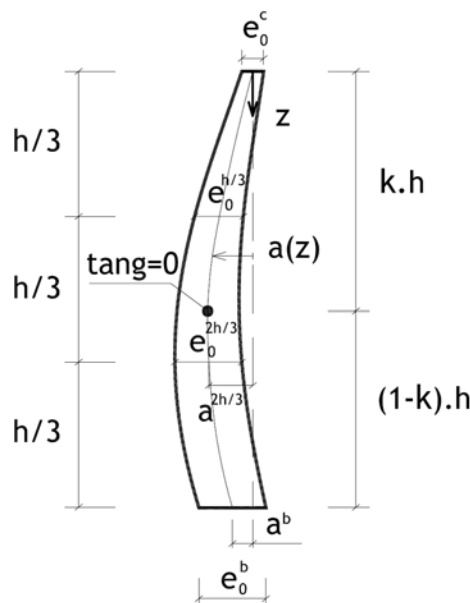


Figura 5.21 – Definição de formas com arcos parabólicos. Representação dos parâmetros $e_0(z)$ e $a(z)$ da consola central.

A definição analítica da directriz dos arcos é feita pela função (3.18), sendo o parâmetro da parábola $p(z)$ dado pela função polinomial (3.19), do terceiro grau.

A directriz vertical da consola central é definida pela função polinomial (3.20), sendo do quarto grau. O ponto de tangente vertical pode ser obtido para valores de k da ordem de 0,6. A curvatura deve variar pouco no quinto superior da consola central. A distância a^b deve ser da ordem de 30% da espessura da base. A distância entre a superfície de referência e a directriz deve ser da ordem de grandeza do valor médio das espessuras na base e do coroamento.

A função polinomial (3.21) que define analiticamente a espessura da consola central é do terceiro grau. A espessura a um terço da base deve ser da ordem de grandeza da espessura da base e a espessura a um terço do coroamento deve ser da ordem de grandeza do valor médio das espessuras na base e do coroamento.

A variação da espessura dos arcos é dada pela expressão (3.22), sendo o factor de aumento da espessura para as nascenças traduzido pela função (3.23), que é um polinómio do terceiro grau. Em geral, um aumento da espessura para as nascenças da ordem dos 25%, na zona dos rins, proporciona um bom desempenho estrutural.

5.4.3 Aplicação aos casos de estudo

Aplicando o método de definição de formas acabado de descrever, obtiveram-se soluções estruturais com as características que constam do Quadro 5.6.

Quadro 5.6 – Características das soluções estruturais definidas com arcos parabólicos.

	Vale largo em forma de V	Vale em forma combinada de V+U
Espessura da consola central no coroamento	4,00 m	2,70 m
Espessura da consola central na base	12,31 m	10,63 m
Espessura máxima nos rins	12,68 m	11,18 m
Volume de betão	121000 m ³	88000 m ³

Na Figura 5.22 representam-se as tensões principais nos paramentos da barragem para o caso 1. O estado de tensão pode ser considerado de compressão, uma vez que as tensões de tracção que se verificam no trecho inferior do paramento de montante são inferiores a

0,5 MPa. As tensões de compressão têm valores máximos de cerca de 3 MPa no fecho dos arcos, a montante, e nos rins, a jusante, normalmente à inserção.

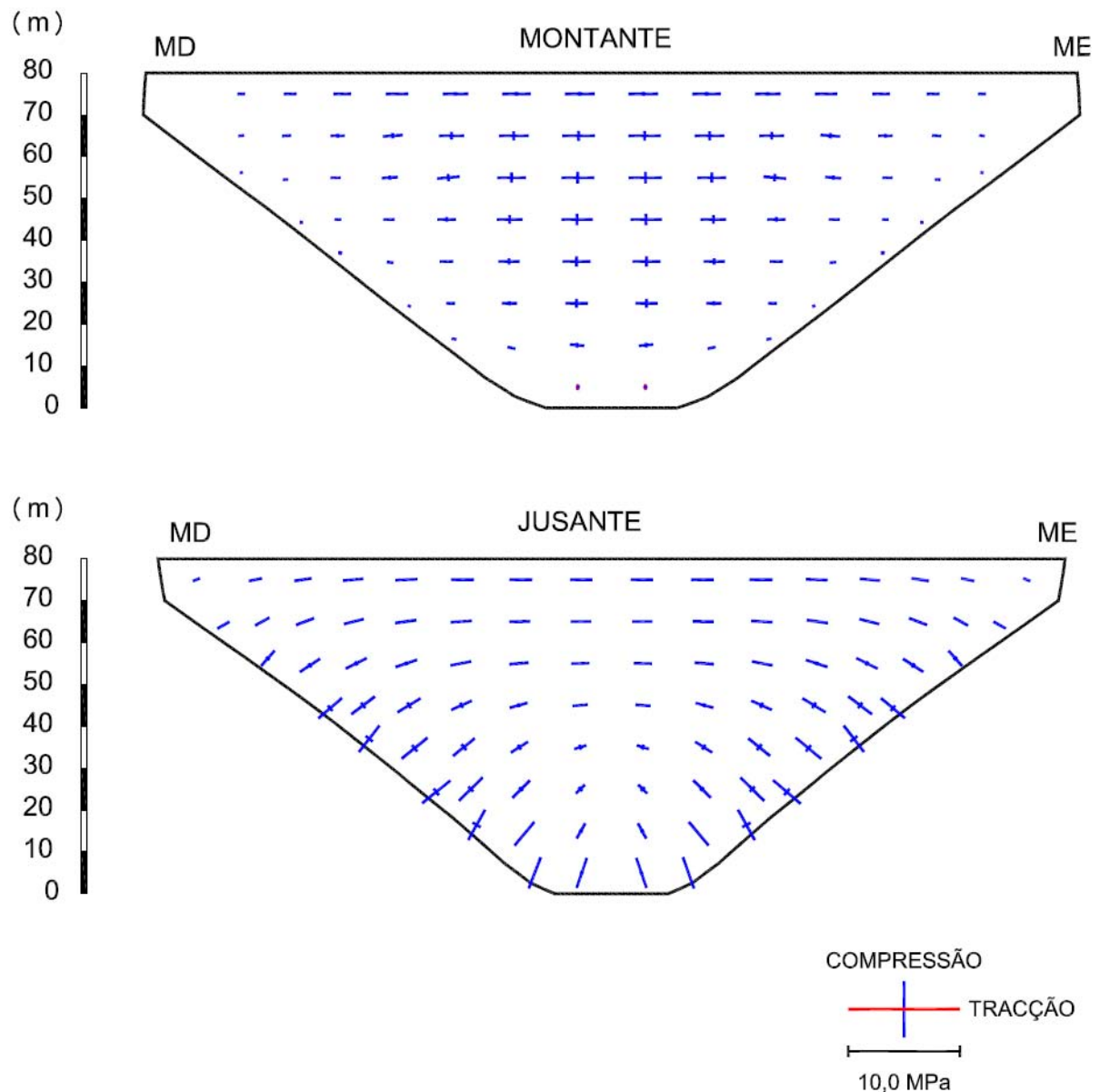


Figura 5.22 – Definição de formas com arcos parabólicos. Tensões principais nos paramentos da barragem, calculadas para o caso 1, devidas ao peso próprio e à pressão hidrostática ($h=80,0$ m).

Na Figura 5.23 representam-se as tensões principais nos paramentos da barragem para o caso 2. O estado de tensão é predominantemente de compressão, excepto no trecho inferior dos paramentos de montante e de jusante, em que se verificam tensões de tracção. As tensões de compressão têm valores máximos de cerca de 3 MPa no fecho dos arcos, a montante, e nos rins, a jusante, normalmente à inserção. As tensões de tracção, são inferiores a 0,5 MPa, a montante, e têm máximos de cerca de 1,3 MPa, a jusante. Estas tensões de tracção elevadas, a jusante, são devidas a variações bruscas da geometria da estrutura e à maior deformabilidade do maciço de fundação.

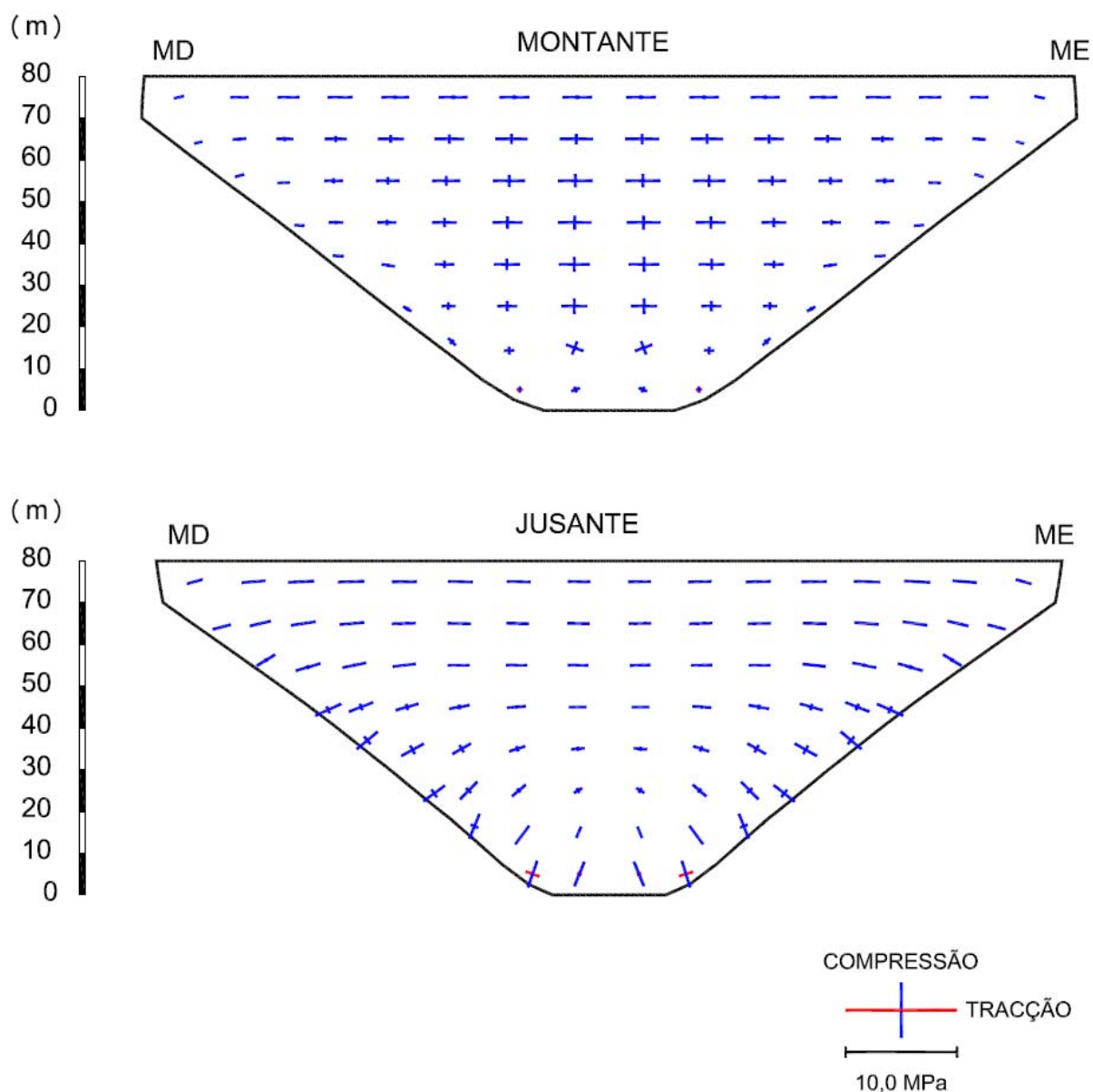


Figura 5.23 – Definição de formas com arcos parabólicos. Tensões principais nos paramentos da barragem, calculadas para o caso 2, devidas ao peso próprio e à pressão hidrostática ($h=80,0$ m).

Na Figura 5.24 representam-se as tensões principais nos paramentos da barragem para o caso 3. O estado de tensão pode ser considerado de compressão, uma vez que as tensões de tracção que se verificam no trecho inferior dos paramentos de montante e de jusante são inferiores a 0,5 MPa. As tensões de compressão têm valores máximos de cerca de 3 MPa no fecho dos arcos, a montante, e nos rins, a jusante, normalmente à inserção.

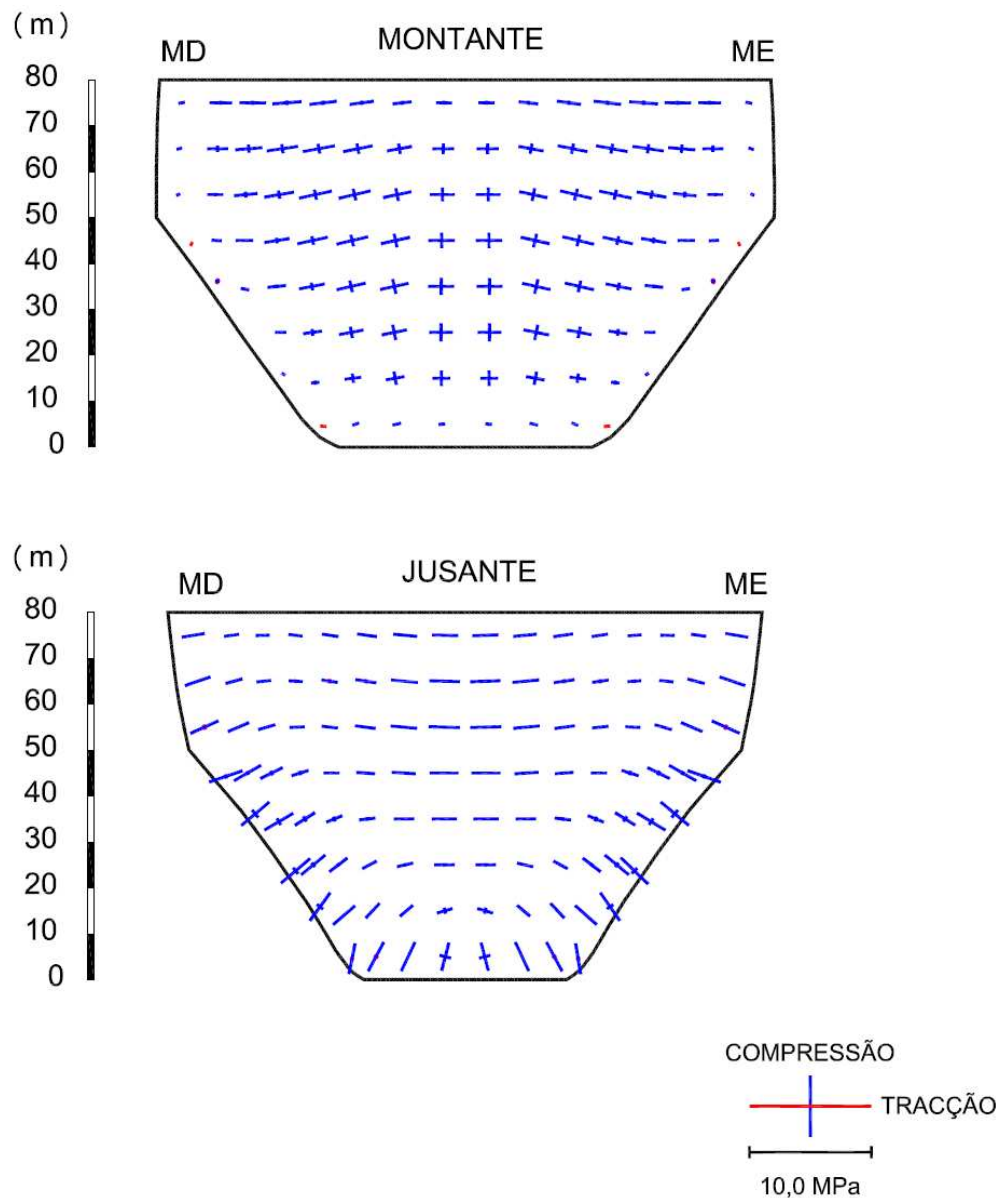


Figura 5.24 – Definição de formas com arcos parabólicos. Tensões principais nos paramentos da barragem, calculadas para o caso 3, devidas ao peso próprio e à pressão hidrostática ($h=80,0$ m).

Na Figura 5.25 representam-se as tensões principais nos paramentos da barragem para o caso 4. O estado de tensão é predominantemente de compressão, excepto ao longo da inserção da abóbada, nos paramentos de montante e de jusante, em que se verificam tensões de tracção. As tensões de compressão têm valores máximos de cerca de 3 MPa no fecho dos arcos, a montante, e nos rins, a jusante, normalmente à inserção. As tensões de tracção têm máximos de cerca de 3,3 MPa. Estas tensões de tracção elevadas são devidas a variações bruscas da geometria da estrutura e à maior deformabilidade do maciço de fundação.

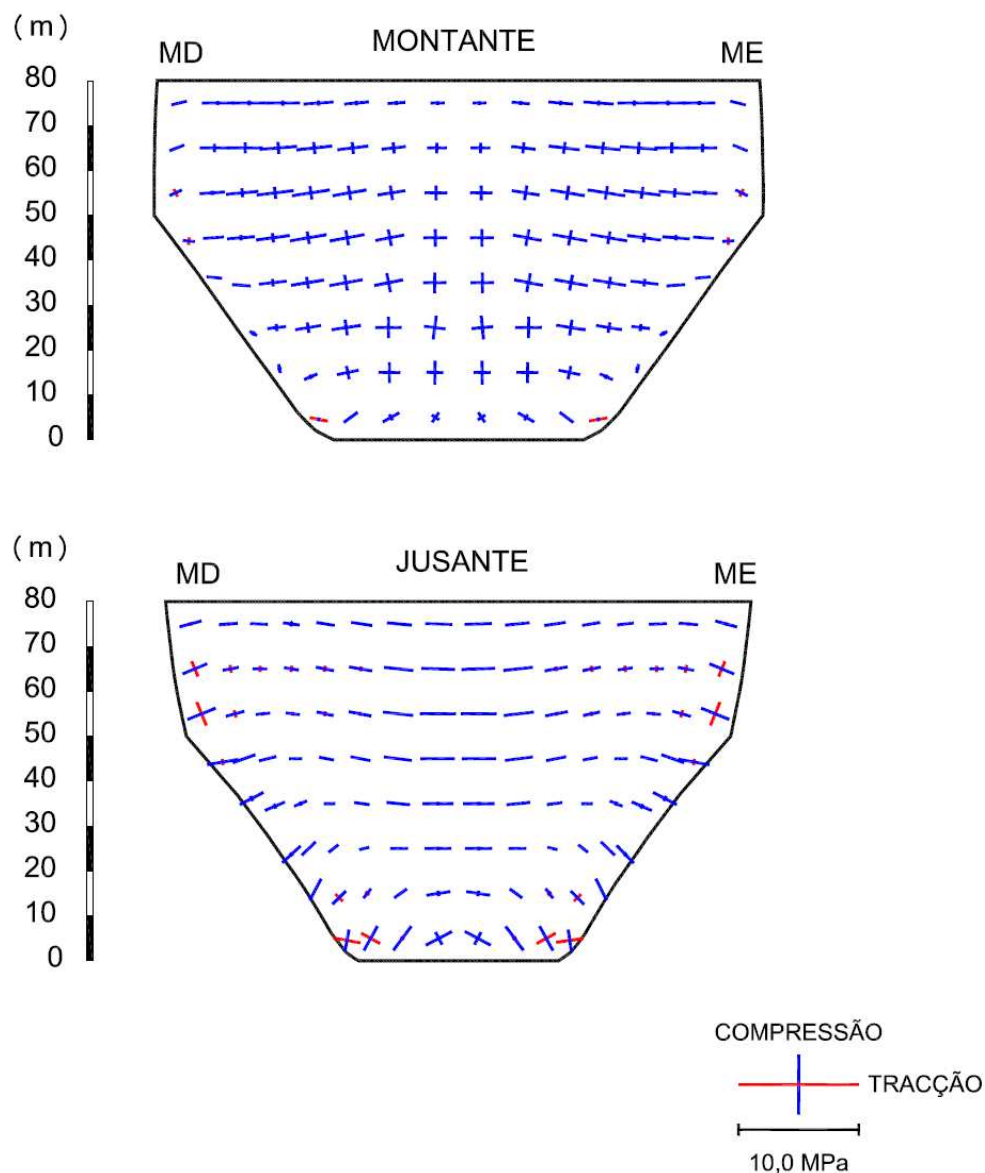


Figura 5.25 – Definição de formas com arcos parabólicos. Tensões principais nos paramentos da barragem, calculadas para o caso 4, devidas ao peso próprio e à pressão hidrostática ($h=80,0$ m).

5.6 Análise de resultados

No presente ponto faz-se uma análise comparativa dos resultados obtidos, tanto para a geometria como para as tensões, para as diferentes formas obtidas por meio dos métodos tratados no presente trabalho.

No Quadro 5.4 apresenta-se o volume de betão das diferentes soluções. Pode notar-se um aumento de cerca de 30% no volume nas soluções obtidos com o método USBR adaptado comparativamente com as definidas pelo método USBR. Este aumento, embora significativo, reflectiu-se numa clara melhoria das tensões principais, considerando-se necessário já que os resultados obtidos com as formas definidas pelo método USBR revelaram tensões de tracção elevadas, devido à grande esbelteza das estruturas. Os

resultados obtidos nas soluções de arcos parabólicos apresentam uma grande melhoria ao nível dos campos de tensões, mesmo para uma ligeira diminuição do volume da barragem, comparativamente com o método USBR adaptado.

Quadro 5.7 – Variação do volume do betão

Tipo de vale	Método	Volume (m ³)
Vale largo em forma de V	USBR	95630
	USBR adaptado	125800
	Arcos parabólicos	121000
Vale em forma combinada V + U	USBR	67900
	USBR adaptado	90200
	Arcos parabólicos	88000

Nas Figuras 5.26 a 5.31 representam-se as secções dos arcos (cinco arcos, espaçados 20 m em altura) das seis soluções analisadas. Os arcos circulares definidos pelo método do USBR são de espessura constante, mas os arcos circulares obtidos através da adaptação deste método têm espessura crescente para as nascenças, embora pouco pronunciada. Na definição com arcos parabólicos o acréscimo de espessura considerada do fecho para as nascenças, na zona dos rins, foi relativamente pequena, da ordem de 25%.

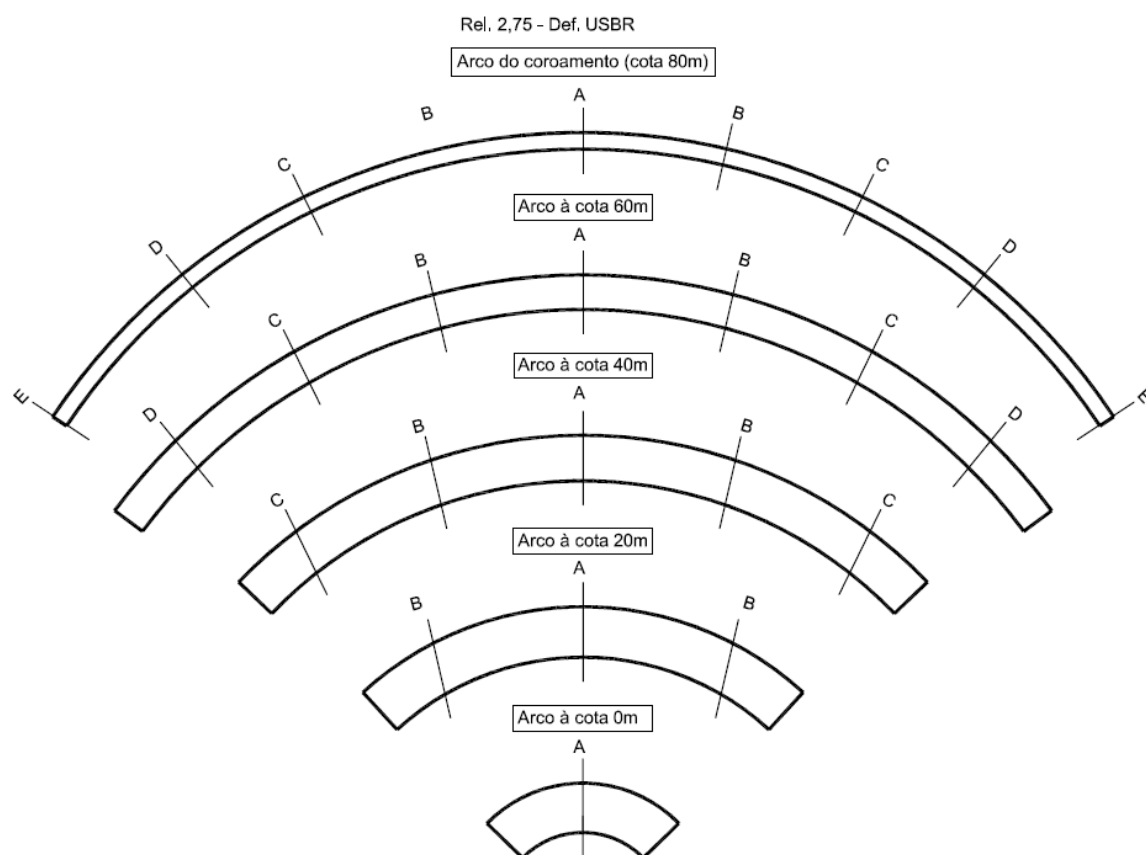


Figura 5.26 – Secções dos arcos da barragem de vale largo em forma de V, obtidas pelo método USBR – arcos circulares.

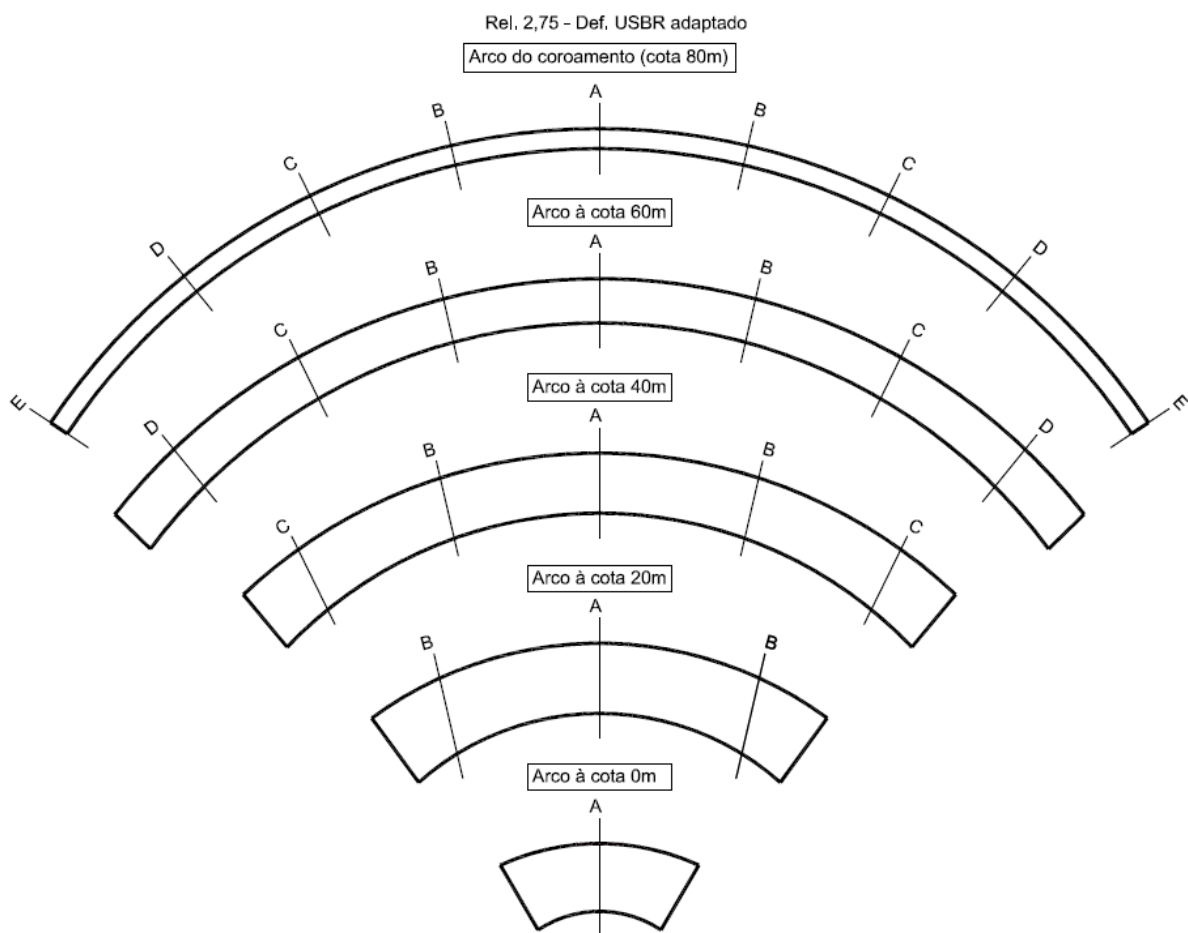


Figura 5.27 – Secções dos arcos da barragem de vale largo em forma de V, obtidas pelo método USBR adaptado – arcos circulares.

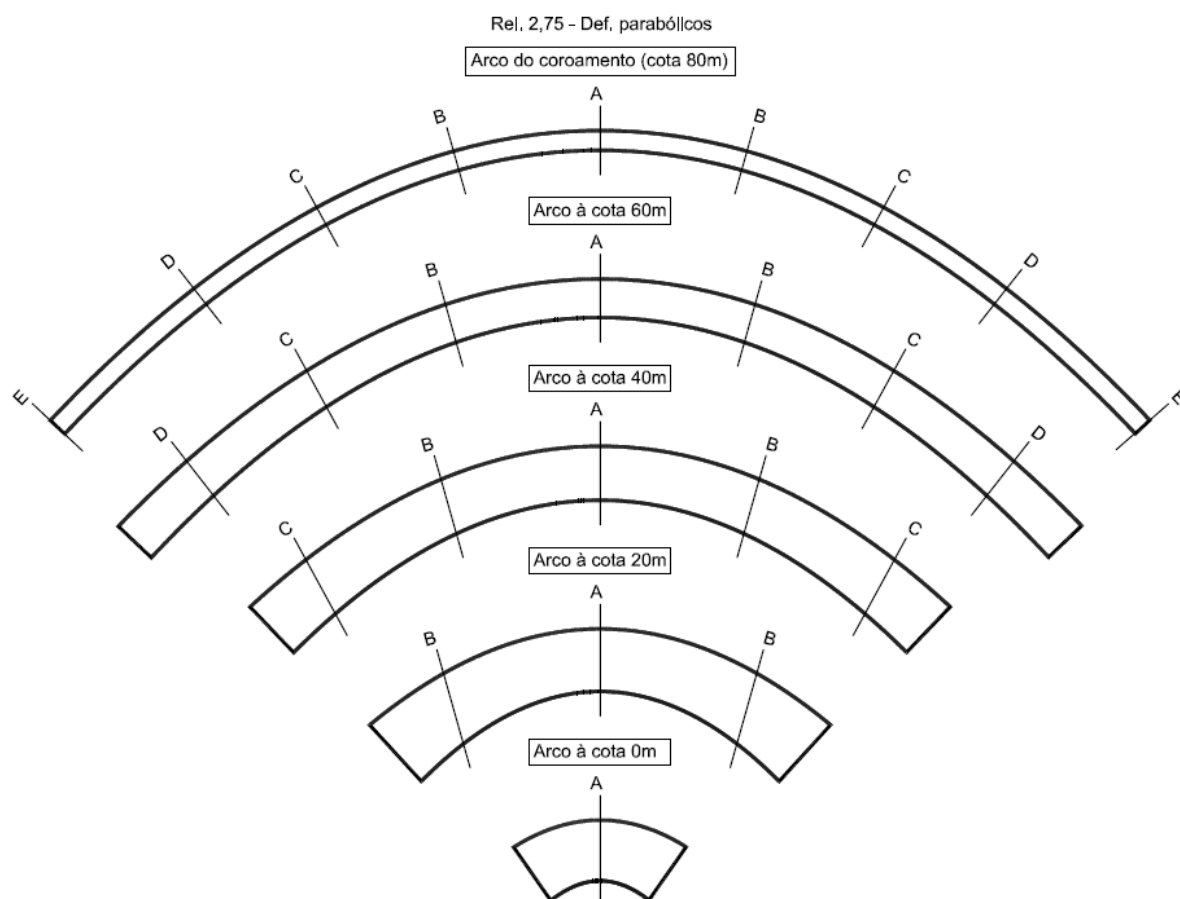


Figura 5.28 – Secções dos arcos da barragem de vale largo em forma de V, obtidas pelo método desenvolvido - arcos parabólicos.

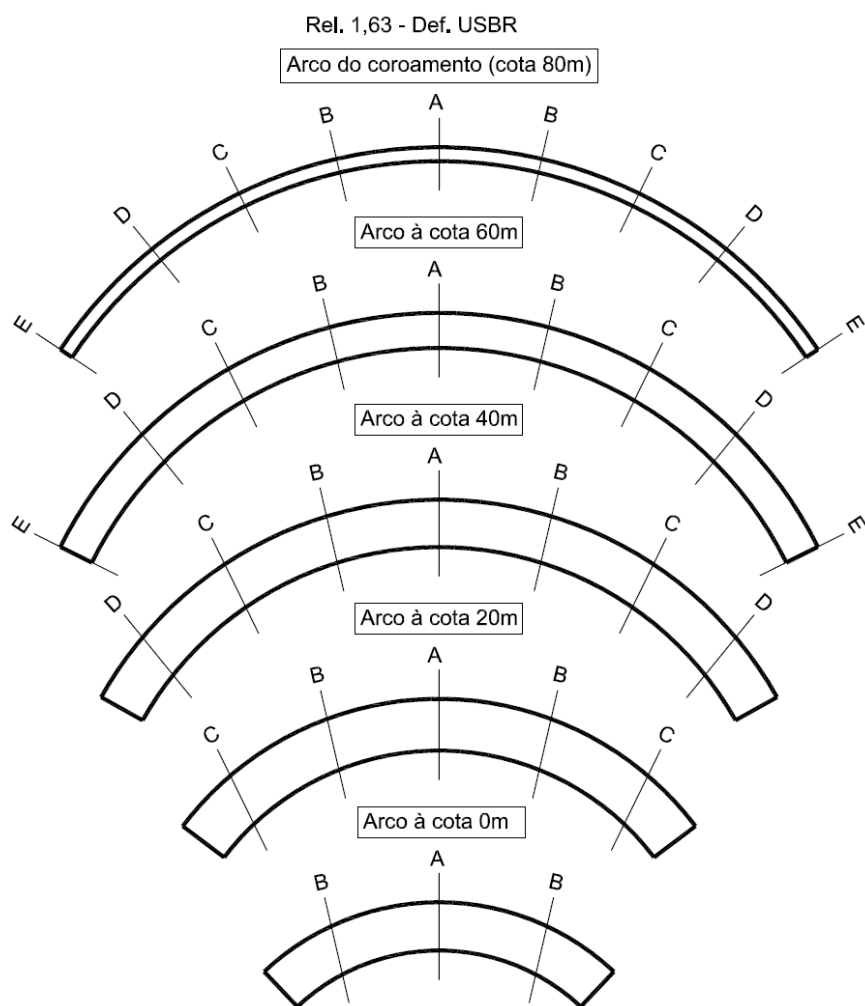


Figura 5.29 – Secções dos arcos da barragem de vale em forma combinada de V + U, obtidas pelo método USBR – arcos circulares.

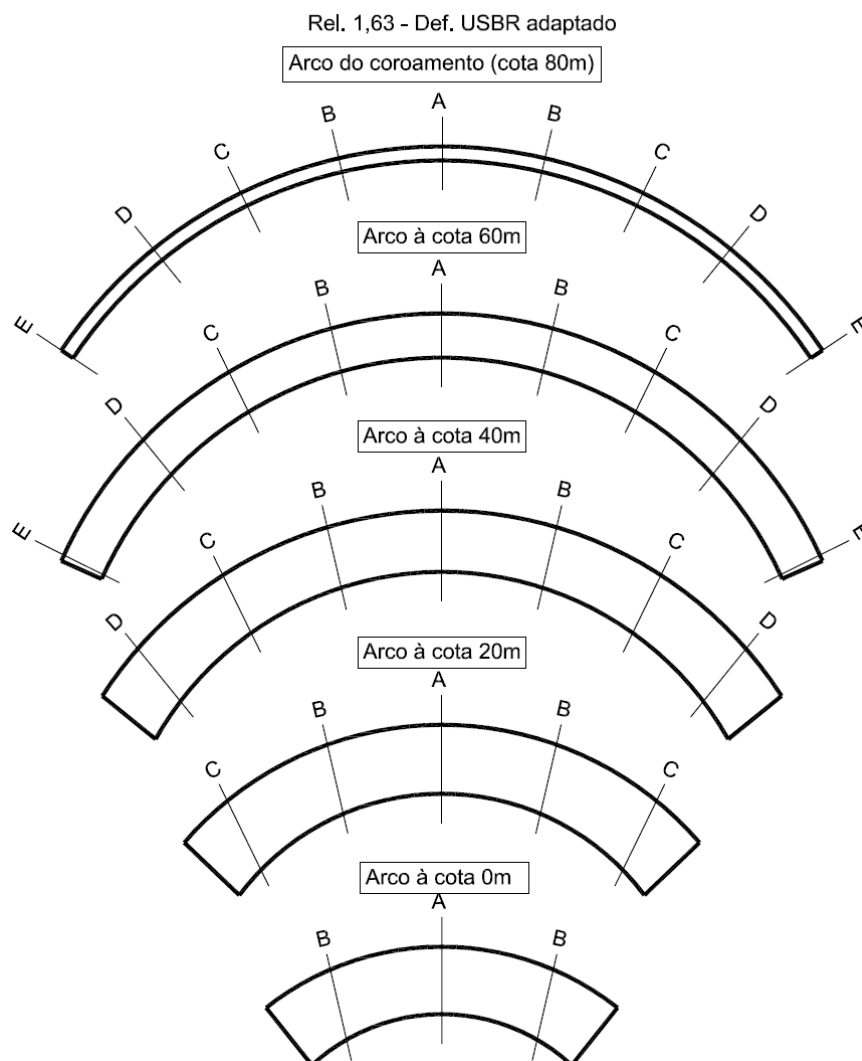


Figura 5.30 – Secções dos arcos da barragem de vale em forma combinada de V + U, obtidas pelo método USBR adaptado – arcos circulares.

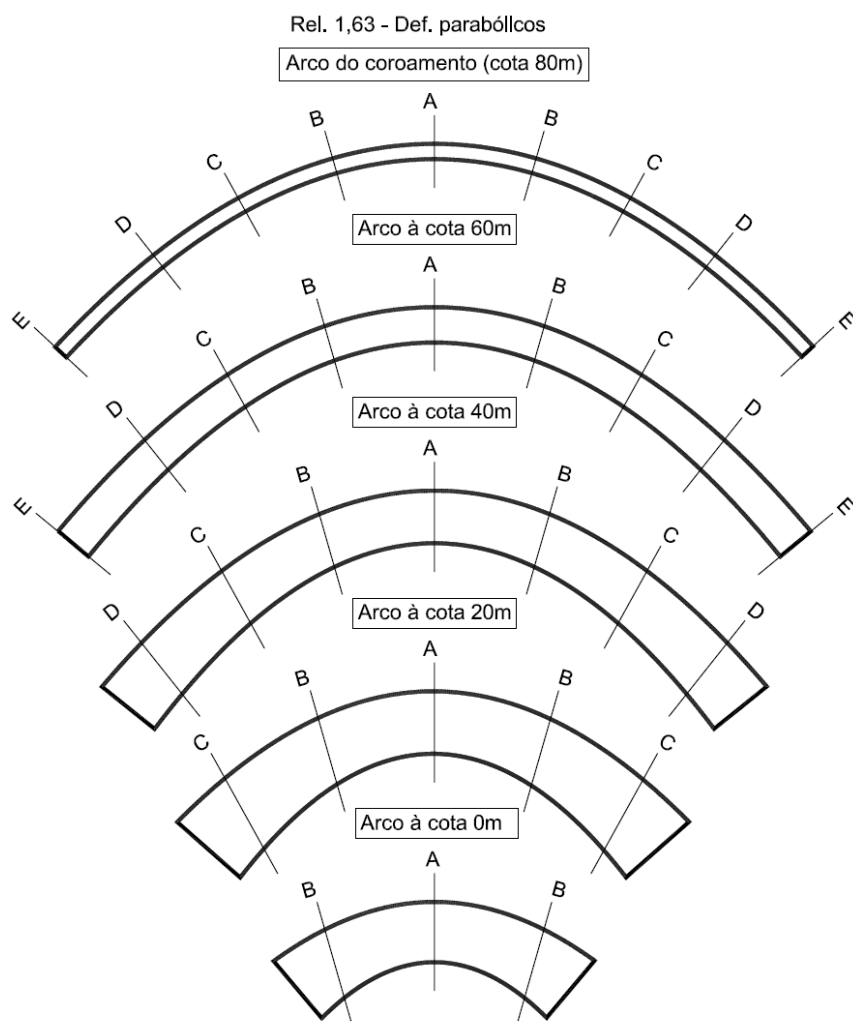


Figura 5.31 – Secções dos arcos da barragem de vale em forma combinada de V + U, obtidas pelo método desenvolvido – arcos parabólicos.

Nas Figuras 5.32 e 5.33 apresenta-se a configuração geométrica das consolas, para os três tipos de definição referidos, para as barragens implantadas no vale largo em V e no vale estreito em forma de V+U, respectivamente. Deve voltar a referir-se a maior esbelteza da solução obtida através do método USBR, mas que acarreta tensões de tracção elevadas, sendo ainda de notar a maior curvatura, no plano vertical, da solução de arcos parabólicos.

Consolas da barragem de vale largo em forma de V

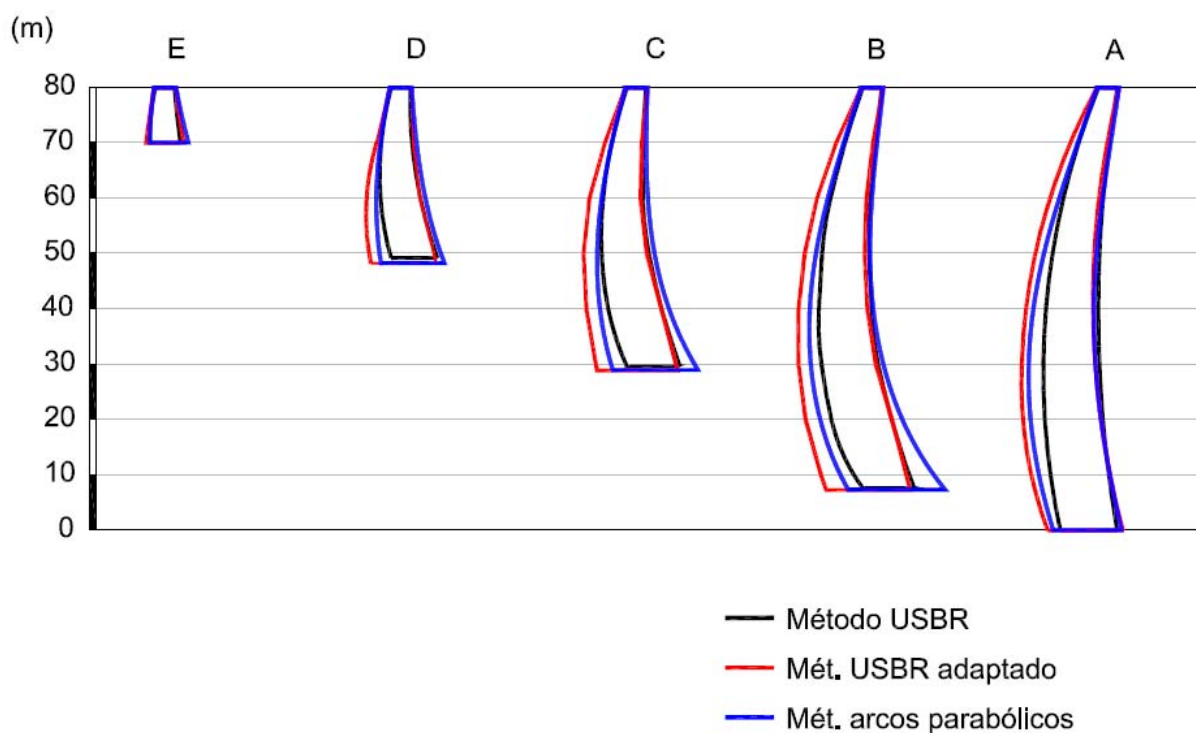


Figura 5.32 – Consolas da barragem de vale largo em forma de V.

Consolas da barragem de vale largo em forma combinada de V + U

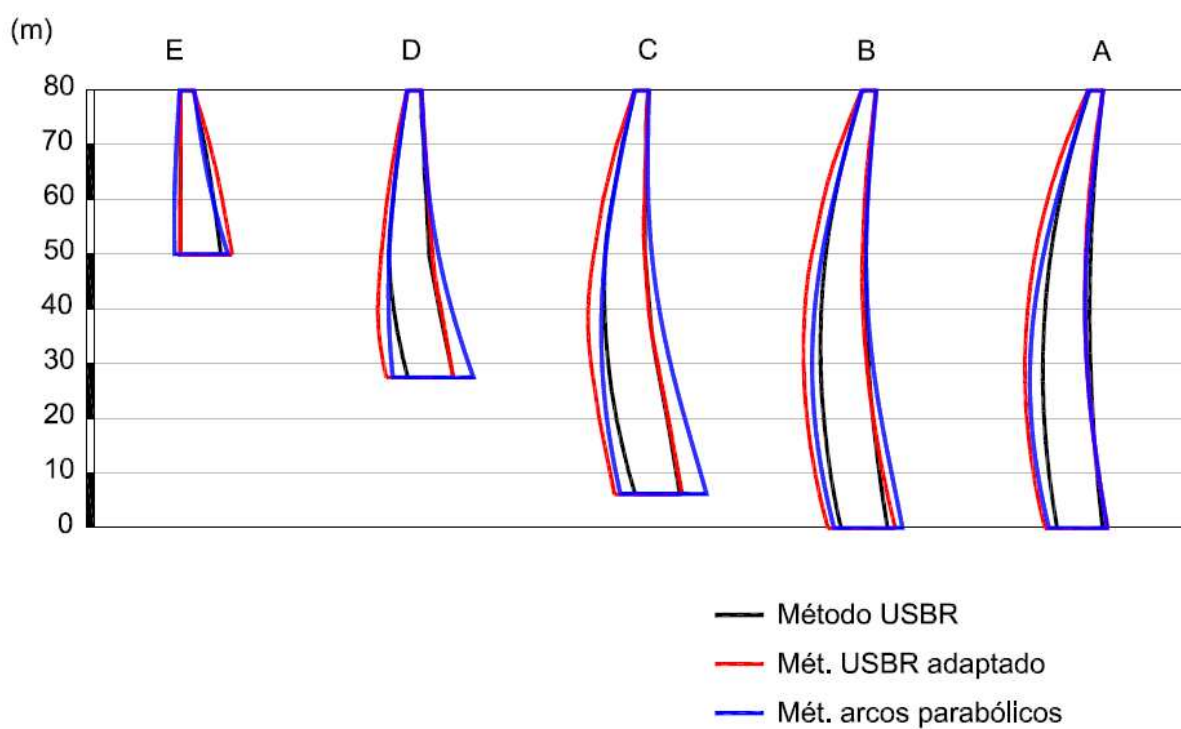
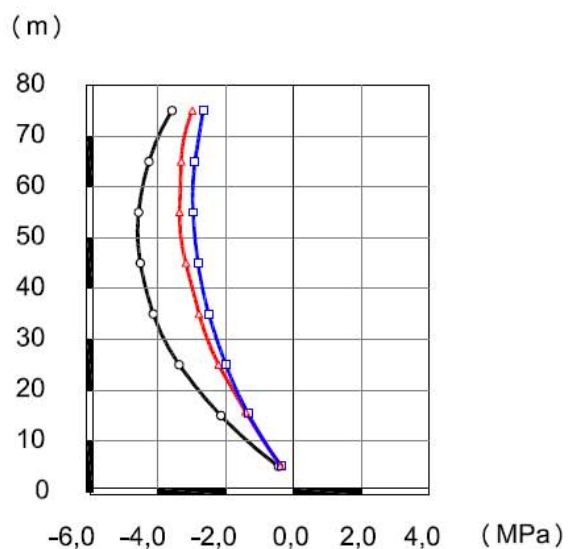
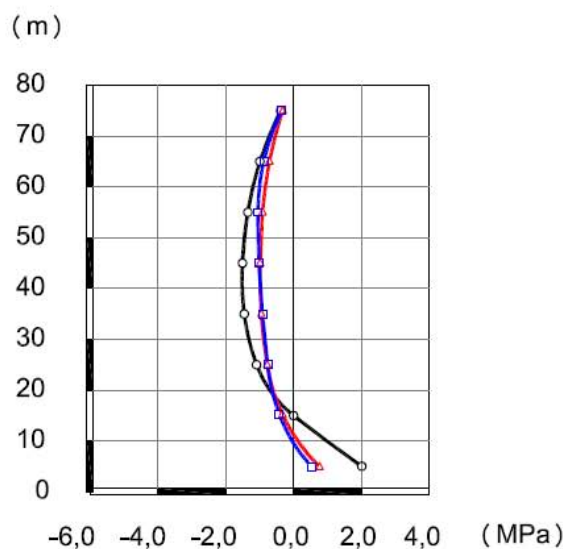


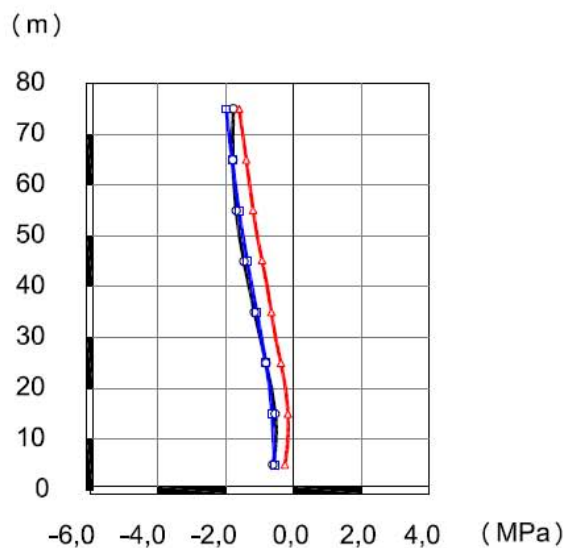
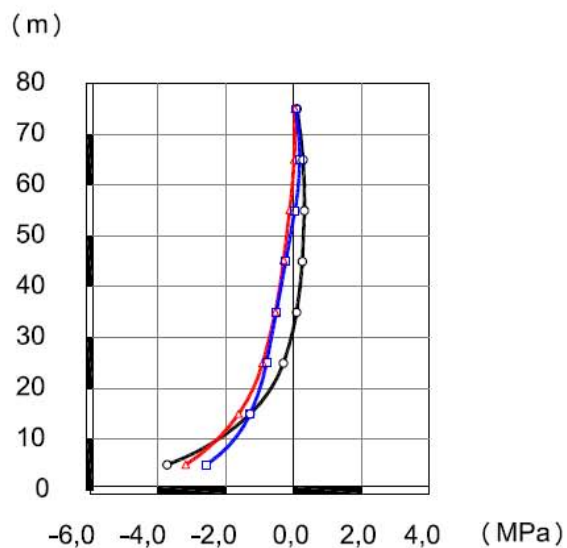
Figura 5.33 – Consolas da barragem de vale em forma combinada de V + U.

Nas Figuras 5.34 a 5.37 apresenta-se a comparação, para os quatro casos de estudo, das tensões horizontais no fecho dos arcos e das tensões verticais na consola central, nos paramentos de montante e de jusante. Genericamente, as maiores tensões de compressão verificam-se no fecho dos arcos, a montante, a dois terços da altura, e as maiores tensões de tracção ocorrem na base da consola central, também a montante. Na solução de arcos parabólicos é notória a maior uniformidade das tensões de compressão nos paramentos, não existindo praticamente tensões de tracção.

PARAMENTO DE MONTANTE

TENSÕES HORIZONTAIS
NO FECHO DOS ARCOSTENSÕES VERTICAIS
NA CONSOLA CENTRAL

PARAMENTO DE JUSANTE

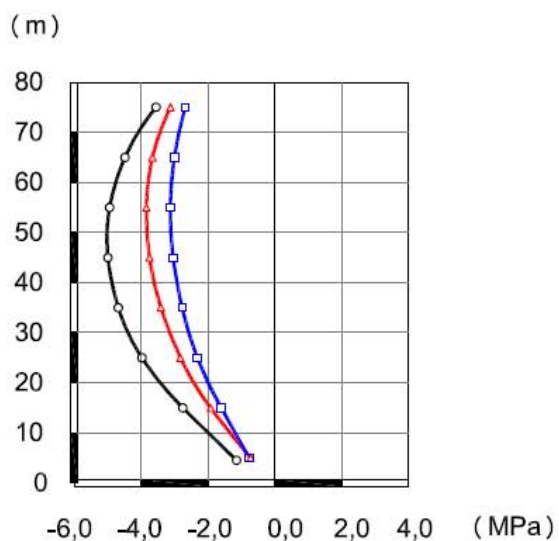
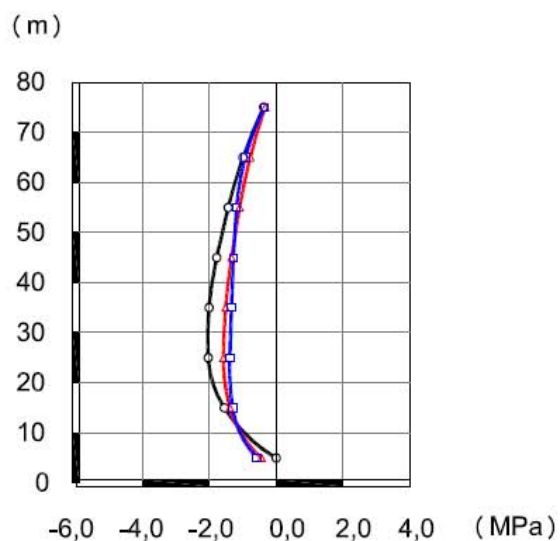
TENSÕES HORIZONTAIS
NO FECHO DOS ARCOSTENSÕES VERTICAIS
NA CONSOLA CENTRAL

(-) Compressão
(+) Tracção

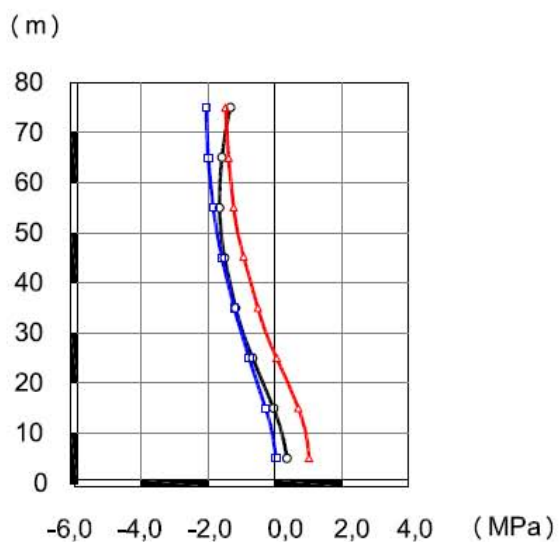
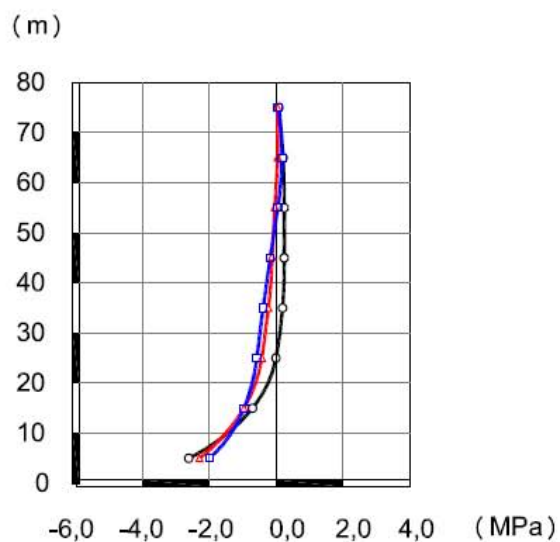
○ — Método USBR
△ — Mét. USBR adaptado
□ — Mét. arcos parabólicos

Figura 5.34 – Tensões horizontais no fecho dos arcos e tensões verticais na consola central, nos paramentos de montante e de jusante, para o caso da barragem em vale com forma de V, para $E_{\text{fundação}}=20$ GPa.

PARAMENTO DE MONTANTE

TENSÕES HORIZONTAIS
NO FECHO DOS ARCOSTENSÕES VERTICAIS
NA CONSOLA CENTRAL

PARAMENTO DE JUSANTE

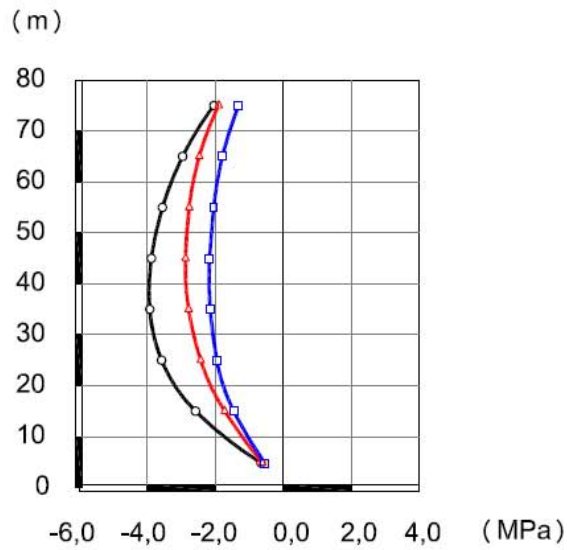
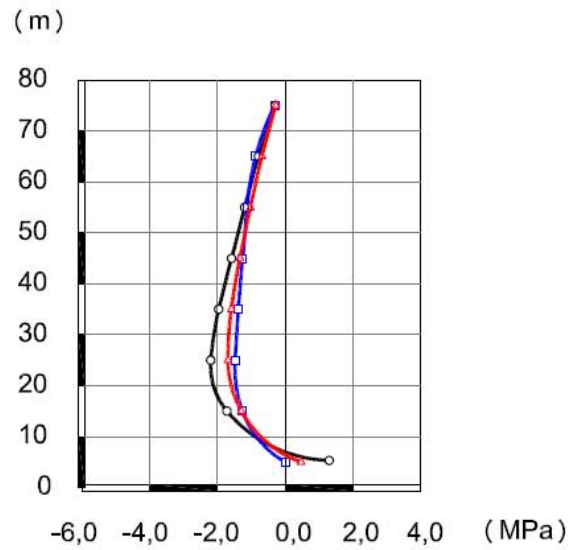
TENSÕES HORIZONTAIS
NO FECHO DOS ARCOSTENSÕES VERTICAIS
NA CONSOLA CENTRAL

(-) Compressão
(+) Tracção

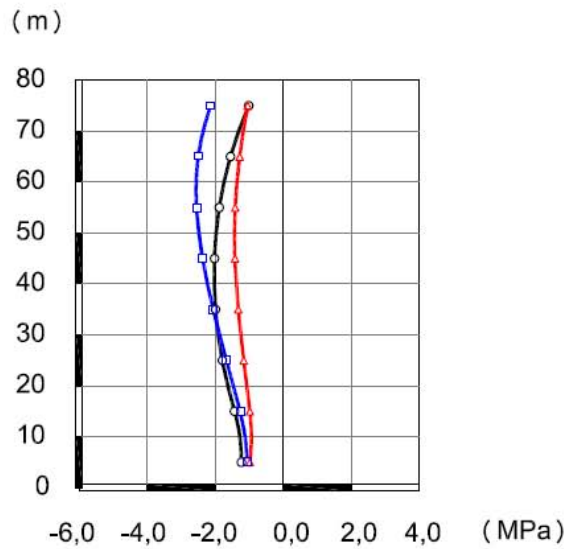
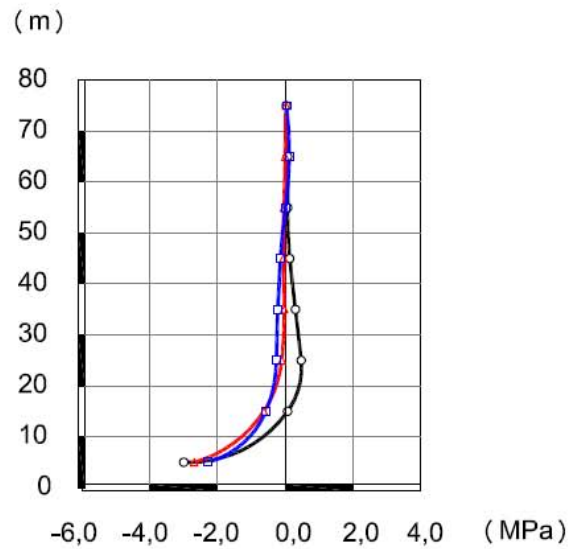
○ — Método USBR
△ — Mét. USBR adaptado
□ — Mét. arcos parabólicos

Figura 5.35 – Tensões horizontais no fecho dos arcos e tensões verticais na consola central, nos paramentos de montante e de jusante, para o caso da barragem em vale com forma de V, para $E_{\text{fundação}}=4 \text{ GPa}$.

PARAMENTO DE MONTANTE

TENSÕES HORIZONTAIS
NO FECHO DOS ARCOSTENSÕES VERTICAIS
NA CONSOLA CENTRAL

PARAMENTO DE JUSANTE

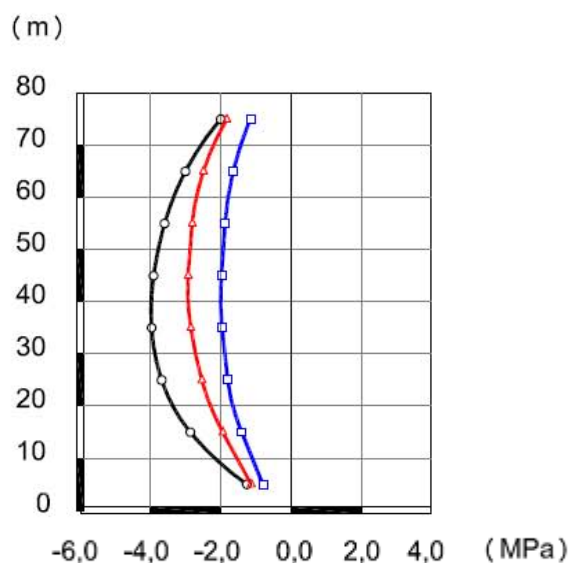
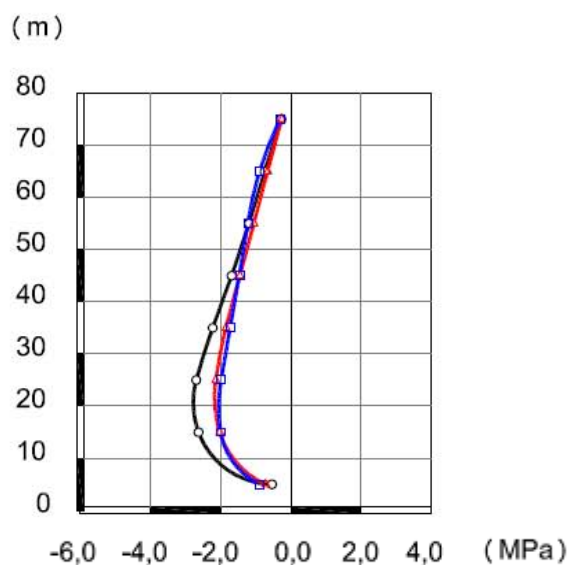
TENSÕES HORIZONTAIS
NO FECHO DOS ARCOSTENSÕES VERTICAIS
NA CONSOLA CENTRAL

(-) Compressão
(+) Tracção

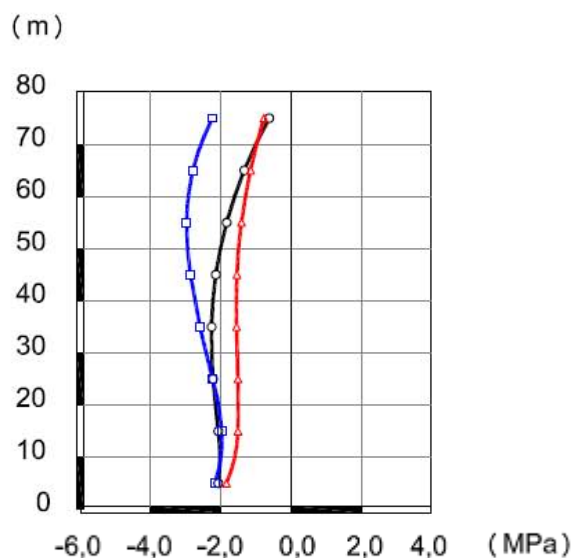
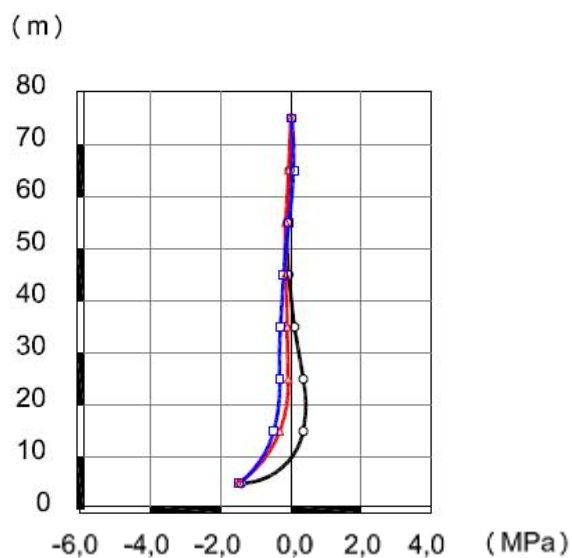
○ — Método USBR
△ — Mét. USBR adaptado
□ — Mét. arcos parabólicos

Figura 5.36 – Tensões horizontais no fecho dos arcos e tensões verticais na consola central, nos paramentos de montante e de jusante, para o caso da barragem em vale com forma combinada de V+U, para $E_{\text{fundação}}=20$ GPa.

PARAMENTO DE MONTANTE

TENSÕES HORIZONTAIS
NO FECHO DOS ARCOSTENSÕES VERTICAIS
NA CONSOLA CENTRAL

PARAMENTO DE JUSANTE

TENSÕES HORIZONTAIS
NO FECHO DOS ARCOSTENSÕES VERTICAIS
NA CONSOLA CENTRAL

(-) Compressão
(+) Tracção

○ — Método USBR
△ — Mét. USBR adaptado
□ — Mét. arcos parabólicos

Figura 5.37 – Tensões horizontais no fecho dos arcos e tensões verticais na consola central, nos paramentos de montante e de jusante, para o caso da barragem em vale com forma combinada de V+U, para $E_{\text{fundação}}=4 \text{ GPa}$.

Capítulo 6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 Objectivos do trabalho

Em 2010 Portugal tem, em fase de projecto, um conjunto de barragens abóbada de dimensão considerável, integradas em novos aproveitamentos hidroeléctricos. Existindo uma vasta experiência da engenharia portuguesa neste tipo de estruturas, mas sendo escassos os documentos técnicos orientadores da escolha das suas formas, julgou-se oportuno dar um contributo neste domínio. Assim, o principal objectivo da presente dissertação é contribuir, no domínio dos métodos, para a melhoria das capacidades de selecção de formas de barragens abóbada.

O trabalho começou com a pesquisa, na bibliografia nacional e internacional, da evolução histórica dos critérios utilizados na escolha da forma das barragens abóbada, utilizando arcos circulares, de um e três centros, e parabólicos. Dos elementos consultados devem destacar-se, pela sua relevância, as publicações do LNEC, em Portugal, e do USBR, nos Estados Unidos da América.

Pretendeu-se, desde o início, que a referida melhoria fosse alcançada através do estabelecimento de algoritmos simples de definição de formas, tendo em consideração os resultados da pesquisa bibliográfica realizada e a experiência portuguesa nesse domínio.

6.2 Aspectos relevantes do trabalho

O ponto de partida do estudo assentou no método de definição de formas proposto pelo USBR, utilizando arcos circulares de espessura constante. De seguida apresentou-se um ajuste deste método, utilizando arcos circulares menos esbeltos e de espessura variável, pois concluiu-se que estruturas antes definidas eram demasiado finas, gerando-se tensões de tracção, em condições de serviço, demasiado elevadas quando comparadas com a

resistência do betão de barragens. No final propõe-se um método de definição de formas utilizando arcos parabólicos, partindo da experiência das últimas décadas da engenharia portuguesa de barragens de betão.

Os métodos referidos foram aplicados a casos de estudo. Estes casos foram escolhidos de modo a representarem uma gama alargada de casos verosímeis. Considerou-se, em todos os casos, uma barragem de 80 m de altura, que corresponde a uma altura considerada média. Quanto à forma do vale, considerou-se uma configuração larga em V e uma forma combinada de V e U, mais estreita, que correspondem a geometrias comuns da natureza. Para o betão da barragem admitiu-se um módulo de elasticidade de 20 GPa e um coeficiente de Poisson de 0,2. Relativamente à fundação, considerou-se o caso de um maciço rochoso competente, com módulo de deformabilidade de 20 GPa, e o caso de um maciço rochoso deformável, com um módulo de deformabilidade de 4 GPa (este último pretende contemplar a situação em que a deformabilidade da fundação tem influência significativa no comportamento da barragem). Os resultados obtidos nestas aplicações permitiram, para além da discussão da adequabilidade dos métodos de definição de formas, a formulação das propostas para a sua melhoria.

Na análise estrutural foi utilizado um programa de cálculo automático desenvolvido no LNEC, baseado num modelo de elementos finitos de casca espessa, elasticamente apoiado na fundação. Na representação das malhas foi utilizado o programa comercial GID, da UPC, que também permite, para além do pré e pós processamento gráfico de dados e resultados de programas de elementos finitos, a análise da qualidade das malhas de cálculo.

6.3 Resultados obtidos

O trabalho realizado permitiu estabelecer um algoritmo de definição de formas das barragens abóbada com arcos parabólicos, em função da geometria do vale e de um número reduzido de parâmetros de controlo. Este algoritmo foi acoplado a programas de geração automática de malhas tridimensionais de elementos finitos, possibilitando, através de um processo totalmente automatizado e rápido, a análise estrutural e a selecção das formas mais adequadas.

A aplicação do algoritmo aos casos de estudo teve resultados animadores. Pode considerar-se que as propostas apresentadas permitem a obtenção de formas interessantes como solução final. No entanto, numa perspectiva científica, a definição de formas proposta pode ser adoptada como um bom ponto de partida para um processo de optimização automático, com o qual se poderá ainda obter um refinamento adicional.

6.4 Perspectivas de desenvolvimentos futuros

O algoritmo de definição de formas desenvolvido deverá ainda ser testado num grande número de situações diversificadas relativamente à forma do vale e à relação corda/altura da barragem, para se ganhar a necessária confiança na sua utilização corrente. Esta fase alargada de teste poderá obrigar, eventualmente, ao ajuste de algumas opções de natureza geométrica, nomeadamente no que diz respeito à definição da consola central e da curvatura dos arcos.

A definição geométrica fornecida pelo algoritmo desenvolvido poderá servir como um bom ponto de partida a estudos de optimização automática de formas, a realizar no âmbito de um programa de investigação neste domínio. Afigura-se, no entanto, que tal não possa ser realizado ao nível de uma dissertação de mestrado pois envolve um nível de conhecimentos que não é compatível com os inerentes a este grau académico.

Referências bibliográficas

Anadón, F.A.; Oliveira, J.M. – *Presa y central de Alqueva en Portugal*. Revista de Obras Públicas, nº 3407, Fevereiro de 2001.

Batista, A.L. – *Análise do comportamento ao longo do tempo de barragens abóbada*. Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 1998.

EDP – *EIA do Aproveitamento Hidroeléctrico do Fridão*. Volume 2 – Relatório Síntese, 2009.

Fernandes, J.S.; Molico, A.A. – *Cahora-Bassa arch dam. Study of different criteria for a design solution*. XI Congresso da ICOLD, Q39, R33, Montreal, 1970.

Fialho, J.F. – *Princípios orientadores do projecto de barragens abóbada. Um novo método de traçado e dimensionamento*. Memória nº 65, LNEC, Lisboa, 1955.

IBERDROLA – *Grandes presas*. Livro distribuído no Congresso da ICOLD em Barcelona, 2006.

ICOLD – *Dam design criteria. The philosophy of their selection*. ICOLD, Paris, 1988.

INAG – *Curso de exploração e segurança de barragens*. Lisboa, 2001.

James, P.; Chanson, H. – *Historical development of arch dams. From roman arch dams to modern concrete designs*. Australian Civil Engineering Transactions, Institution of Engineers, Australia, 1998.

Júlio, E.N.B.S. – *Determinação numérica de formas para barragens abóbada pelo método da membrana*. Tese de mestrado (pré-Bolonha), Universidade de Coimbra, 1994.

Liberal, O.; Miranda, P.; Monteiro, P.; Paixão, J. – *Tratamento de uma zona de falha de grande possança na margem esquerda da barragem de Alqueva*. XII COBRAMSEG, Associação Brasileira de Mecânica de Solos e Engenharia Geotécnica, Brasil, 2002.

NPB – *Normas de projecto de barragens*. Anexo à Portaria nº 846/93, Lisboa, 1993.

Pedro, J.O. – *A engenharia de barragens de betão em Portugal. Estruturas mais importantes e alguns estudos*. Conferência ibero-americana sobre aproveitamentos hidráulicos. Lisboa, 1987.

Rocha, M.; Serafim, J.L.; Silveira, A.F.; Matos, M.E.C. – *Ensaio em modelos e observação da barragem da Bouça*. Memória nº 130, LNEC, Lisboa, 1960.

Rocha, M. – *Statement of the physical problem of the arch dam*. Memória nº 263, LNEC, Lisboa, 1965.

Rodrigues, J.A.C.; Milho, M.J.; Santos, A.P. – *Barragens abóbadas de dupla curvatura. Projecto e cálculo*. 2^{as} Jornadas Luso-Brasileiras de Engenharia Civil, Volume II, Brasil, 1967.

RSB - *Regulamento de segurança de barragens*. Decreto-Lei nº 344/2007, Lisboa, 2007.

Serafim, J.L. – *Análise geral crítica dos métodos de cálculo mais importantes das barragens abóbada*. Memória nº 126, LNEC, Lisboa, 1958.

Serafim, J.L. – *New shapes for arch dams*. Civil Engineering, ASCE, November 1966.

Thomas, H.H. – *The engineering of large dams*. John Wiley & Sons, London, 1979.

USBR (United States Bureau of Reclamation) – *Trial-load method of analyzing arch dams*. Boulder Canyon Project, Final Report, Denver, 1938.

USBR (United States Bureau of Reclamation) – *Treatise on dams*. Denver, 1956.

USBR (United States Bureau of Reclamation) – *Guide for preliminary design of arch dams*. Engineering Monograph No. 36, Washington, 1977.

USACE (United States Army Corps of Engineers) – *Arch dam design*. Engineer Manual 1110-2-2201, Washington, 1994.

Varshney, R.S. – *Concrete Dams*. Mohan Primlani, Oxford & IBH Publishing Co., 1978.

Vogt, F. – *Ueber die berechnung der fundamentdeformation*. Det Norske Videnskaps-Akademi, Oslo, 1925.

